

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE
PRODUÇÃO

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO DE COMPRESSÃO
DE PRISMAS DE ALVENARIA PELO MÉTODO DOS
ELEMENTOS FINITOS COM COMPORTAMENTO DE
INTERFACE**

ITAMAR RIBEIRO GOMES

FLORIANÓPOLIS, NOVEMBRO DE 2001

Dedico este trabalho
aos meus filhos Bernardo e Clara
e a minha esposa Giana

Agradecimentos

Ao professor e orientador Humberto Ramos Roman, pela amizade, paciência, orientação, apoio e contribuições valiosas desde os passos iniciais.

À Universidade do Estado de Santa Catarina (UDESC), pela liberação de minhas atividades acadêmicas, principalmente aos colegas do departamento de Engenharia Civil, na figura de seu chefe Dieter Neermann, que me apoiaram nesta liberação.

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pela bolsa de estudos e apoio financeiro.

À Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), em especial ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção em nome do Prof. Ricardo M. Barcia, pelo apoio e receptividade.

A todos os amigos do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Engenharia de Produção: André Sagave, Gihad Mohamed, Leslie Finger, Sofia Laurindo Machado, Gerson Lindner, Ricardo Mendes, Romson Heleo Romagna e Flávio Santos pela colaboração, críticas construtivas, apoio e amizade.

À todos os membros da banca examinadora, principalmente aos examinadores externos, por aceitarem o convite, honrando-nos com vossa presença.

Aos professores da UDESC/Joinville, Cláudio Cesar de Sá, Roberto Silvio U. Rosso pelas dicas e sugestões no uso do \LaTeX e CAD.

À Gianice Orsseli Gomes e Piraguaí Marques Branquinho pela ajuda e hospitalidade, que tornou viável a realização desta tese.

Aos meus familiares, dos quais nunca faltaram muito amor e incentivo, durante todo o meu desenvolvimento pessoal e profissional.

Sumário

Lista de figuras	xi
Lista de tabelas	xiv
Simbologia	xv
Resumo	xviii
Abstract	xix
1 Introdução	1
1.1 Considerações iniciais	1
1.2 Histórico da alvenaria	3
1.3 Objetivos	6
1.3.1 Objetivos gerais	6
1.3.2 Objetivos específicos	6
1.4 Justificativa e relevância do trabalho	6
1.5 Metodologia do trabalho	9
1.6 Descrição do trabalho	9
2 A alvenaria estrutural	11
2.1 Introdução	11
2.2 Princípios fundamentais	12
2.3 Elementos componentes da alvenaria	15
2.3.1 Unidades de alvenaria	15
2.3.2 Argamassa	16
2.3.3 Graute	17
2.3.4 Interface	18
2.4 Ensaio de compressão uniaxial dos componentes	19
2.5 Ensaio de compressão uniaxial do prisma	23
2.6 Pesquisas na área	26

2.6.1	Introdução	26
2.6.2	Principais pesquisas experimentais em ensaios de compressão de prismas de blocos	26
2.6.3	Pesquisas em modelos computacionais e critérios de ruptura usa- dos em prismas	29
2.6.4	Modelos usados na aderência	37
2.7	Comentários sobre as pesquisas teóricas em prismas de blocos	39
3	Modelos computacionais de alvenaria estrutural	40
3.1	Introdução	40
3.2	Método dos elementos finitos	43
3.2.1	Elemento finito tridimensional de 20 nós	46
3.2.2	Elemento finito de tridimensional de interface	47
3.3	Teoria da plasticidade	48
3.3.1	Introdução	48
3.3.2	Hipóteses básicas	49
3.3.3	Critério de plastificação de Drucker-Prager	51
3.4	Modelo da fissuração distribuída	55
3.4.1	Introdução	55
3.4.2	Descrição do modelo de fissuração distribuída	55
3.4.3	Formas de amolecimento na tração	59
3.4.4	Relações na redução da rigidez ao cisalhamento	62
3.5	Comportamento das interfaces	63
3.5.1	Modelo de atrito de Coulomb	64
3.6	Solução do sistema de equações não-lineares	65
3.6.1	Método de Newton-Raphson	66
3.6.2	Método do arco	68
3.6.3	Critério de convergência	69
4	Resultados experimentais	71
4.1	Introdução	71
4.2	Resultados experimentais de Mohamad	72
4.2.1	Descrição geral dos ensaios	72
4.2.2	Propriedades mecânicas e resistências dos componentes dos prismas	72
4.2.3	Propriedades mecânicas e resistências dos prismas	74

4.2.4	Modos de ruptura	74
4.2.5	Ensaaios triaxiais na argamassa	78
4.2.6	Comentários	78
4.3	Resultados experimentais de Mendes	81
4.3.1	Descrição geral dos ensaios	81
4.3.2	Propriedades mecânicas e resistências dos componentes dos prismas	81
4.3.3	Propriedades mecânicas e resistências dos prismas	84
4.3.4	Modos de ruptura	84
4.3.5	Comentários	87
4.4	Resultados experimentais de Romagna	87
4.4.1	Descrição geral dos ensaios	87
4.4.2	Propriedades mecânicas e resistências dos componentes dos prismas	88
4.4.3	Propriedades mecânicas e resistência dos prismas	90
4.4.4	Modos de ruptura	99
4.4.5	Comentários	100
5	Simulação numérica do ensaio de compressão do prisma	102
5.1	Introdução	102
5.2	Hipóteses básicas e limitações do modelo	103
5.3	Características do programa DIANA	103
5.4	Análise elástica preliminar	105
5.5	Obtenção das propriedades plásticas dos materiais	107
5.6	Influência das propriedades mecânicas das interfaces no modelo	110
5.7	Prisma simples de bloco de concreto com assentamento total	114
5.7.1	Geometria e malha de elementos finitos	114
5.7.2	Propriedades elásticas e plásticas dos materiais	115
5.7.3	Resistência e modos de ruptura	116
5.8	Prisma simples de bloco de concreto com assentamento lateral	121
5.8.1	Geometria e malha de elementos finitos	121
5.8.2	Propriedades elásticas e plásticas dos materiais	121
5.8.3	Resistência e modos de ruptura	123
5.9	Prisma simples de material cerâmico com assentamento total	123
5.9.1	Geometria e malha de elementos finitos	123
5.9.2	Propriedades elásticas e plásticas dos materiais	125

5.9.3	Resistência e modos de ruptura	127
5.10	Prisma grauteado de concreto com assentamento total	129
5.10.1	Geometria e malha de elementos finitos	129
5.10.2	Propriedades elásticas e plásticas dos materiais	130
5.10.3	Resistência e modos de ruptura	132
5.11	Prisma grauteado de concreto com assentamento lateral	133
5.11.1	Geometria e malha de elementos finitos	133
5.11.2	Propriedades elásticas e plásticas dos materiais	133
5.11.3	Resistência e modos de ruptura	134
5.12	Prisma grauteado de material cerâmico com assentamento total	138
5.12.1	Geometria e malha de elementos finitos	138
5.12.2	Propriedades elásticas e plásticas dos materiais	138
5.12.3	Resistência e modos de ruptura	140
5.13	Comentários	144
6	Conclusões e sugestões	146
6.1	Conclusões	146
6.2	Sugestões	147
A	Exemplo do programa DIANA	154
A.1	Introdução	154
A.2	Entrada de dados do DIANA	154

Lista de Figuras

2.1	<i>Distribuição de cargas horizontais e verticais em um prédio de alvenaria estrutural</i>	12
2.2	<i>Vários tipos de arranjos de paredes</i>	13
2.3	<i>Principais partes de uma parede em alvenaria estrutural com abertura . .</i>	14
2.4	<i>Blocos de concreto e cerâmico: (a) e (c) perspectivas e (b) e (d) faces de assentamento</i>	16
2.5	<i>Dimensões dos blocos em milímetros: (a) dimensões dos blocos cerâmico e de concreto, respectivamente, (b) dimensões em corte no bloco de concreto mostrando a espessura variável da parede</i>	17
2.6	<i>Fotografia mostrando a região da interface entre argamassa e um substrato cerâmico, segundo Carasek (1996)</i>	19
2.7	<i>Corpo de prova de um componente da alvenaria, submetido a ensaio de compressão uniaxial</i>	21
2.8	<i>Curva tensão-deformação de um material frágil: propriedades elásticas do material obtidas no ensaio com controle da velocidade de carga</i>	21
2.9	<i>Diagramas tensão-deformação com controle de velocidade de cargas e deformações</i>	22
2.10	<i>Ensaio de compressão de um prisma constituído por três blocos de concreto ou de material cerâmico e duas juntas horizontais</i>	23
2.11	<i>Estado de tensões triaxiais no prisma: (a) tensões de compressão devido ao ensaio; (b) tensões no bloco; (c) tensões na argamassa; (d) tensões no graute</i>	24
2.12	<i>Bloco de concreto em que é mostrado (a) partes do bloco (perspectiva) e (b) face com assentamento parcial de argamassa (face-shell)</i>	26

2.13	<i>Ruptura das paredes dos blocos por tração: (a) junta de argamassa entre os blocos, (b) argamassa confinada na região central da junta e (c) ruptura por tração dos blocos</i>	27
2.14	<i>Modelos para alvenaria estrutural: (a) elementos da alvenaria, (b) modelo micro detalhado, (c) modelo micro simplificado, (d) modelo macro, segundo Lourenço</i>	30
3.1	<i>Leis constitutivas simplificadas para o aço e o concreto</i>	41
3.2	<i>Elemento finito de 20 nós, quadrático tridimensional</i>	46
3.3	<i>Elemento finito de interface de 8 nós, quadrático tridimensional</i>	47
3.4	<i>Critério de plastificação de Drucker-Prager no plano das tensões principais e no plano π</i>	53
3.5	<i>Modelo de fissuração multi-direcional</i>	56
3.6	<i>Rigidez secante da fissura</i>	58
3.7	<i>Modelos constitutivos da fissura: (a) comportamento de fissuração frágil e (b) amolecimento linear da tração</i>	62
3.8	<i>Diagrama carga-deslocamento com limite máximo de carga</i>	68
3.9	<i>Representação do método do arco: (a) possível solução sem o método do arco e (b) impossível sem o método do arco (o método iterativo representado é o Newton-Raphson modificado)</i>	69
4.1	<i>Curvas tensão-deformação das argamassas 1:0.25:3, 1:0.5:4.5 e 1:1:6</i>	74
4.2	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com o bloco M1 e argamassas 1:0.25:3, 1:0.5:4.5, 1:1:6 e 1:2:9</i>	75
4.3	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com o bloco M2 e argamassas 1:0.25:3, 1:0.5:4.5 e 1:1:6</i>	75
4.4	<i>Tipo de ruptura ocorrido em prismas com argamassas de traço 1:2:9</i>	76
4.5	<i>Tipo de ruptura ocorrido em prismas com argamassas de traço 1:1:6</i>	76
4.6	<i>Tipo de ruptura ocorrido em prismas com argamassas de traço 1:0.5:4.5</i>	77
4.7	<i>Tipo de ruptura ocorrido em prismas com argamassas de traço 1:0.25:3</i>	77
4.8	<i>Determinação do ângulo de atrito interno para a argamassa 1:$\frac{1}{4}$:3</i>	79
4.9	<i>Determinação do ângulo de atrito interno para a argamassa 1:$\frac{1}{2}$:4,5</i>	79
4.10	<i>Determinação do ângulo de atrito interno para a argamassa 1:1:6, com uma relação de água/cimento 1,43</i>	80

4.11	<i>Determinação do ângulo de atrito interno para a argamassa 1:1:6, com uma relação de água/cimento 1,60</i>	80
4.12	<i>Curva tensão-deformação de um corpo de prova cerâmico com dimensões de 49x55x14 [mm³], com processo de carga e descarga</i>	83
4.13	<i>Curva tensão-deformação das argamassas 1:1:6 e 1:0.25:3</i>	83
4.14	<i>Curvas tensão-deformação dos grautes 1, 2 e 3</i>	84
4.15	<i>Curvas tensão deformação dos prismas com blocos cerâmicos simples e com graute G1 e G2</i>	85
4.16	<i>Ruptura característica de prismas grauteados: a primeira figura mostra um prisma com graute 1 e a segunda com graute 3</i>	86
4.17	<i>Ruptura característica de prismas com argamassa (iii), não grauteados .</i>	86
4.18	<i>Ruptura característica de prismas com argamassa (i), não grauteados . .</i>	87
4.19	<i>Resistência do prisma em função da resistência do graute, segundo Mendes (1998)</i>	88
4.20	<i>Curvas tensão-deformação para as argamassas (ii) e (iii)</i>	90
4.21	<i>Curvas tensão-deformação para os grautes G1, G2, G3 e G4</i>	90
4.22	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B1, argamassa tipo A1, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)</i>	93
4.23	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B1, argamassa tipo A1, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento total (AT)</i>	93
4.24	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B1, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)</i>	94
4.25	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B1, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento total (AT)</i>	94
4.26	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B2, argamassa tipo A1, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)</i>	95
4.27	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B2, argamassa tipo A1, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento total (AT)</i>	95
4.28	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B2, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)</i>	96
4.29	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B2, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento total (AT)</i>	96
4.30	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B3, argamassa tipo A1, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)</i>	97

4.31	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B3, argamassa tipo A1, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento total (AT)</i>	97
4.32	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B3, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)</i>	98
4.33	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B3, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)</i>	98
4.34	<i>Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B3, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento total (AT)</i>	99
4.36	<i>Modos de ruptura de prisma simples com assentamento total</i>	100
4.37	<i>Modos de ruptura de prisma grauteado com assentamento lateral</i>	100
4.35	<i>Modos de ruptura de prisma simples com assentamento lateral</i>	100
4.38	<i>Modos de ruptura de prisma grauteado com assentamento total</i>	101
5.1	<i>Tensões normais na direção do eixo Z</i>	105
5.2	<i>Tensões normais na direção do eixo X.</i>	106
5.3	<i>Análise elástica preliminar do prisma. A primeira figura mostra as tensões normais na direção Z e a segunda figura as tensões normais em X .</i>	107
5.4	<i>Conversão do diagrama tensão-deformação na relação coesão-taxa de parâmetro interno: (a) a relação tensão-deformação aproximada por retas, (b) a relação tensão-deformação plástica</i>	109
5.5	<i>A relação coesão-taxa de parâmetro interno final. Esta curva é um dado de entrada do programa DIANA</i>	109
5.6	<i>Critério para inicialização das fissuras no espaço de tensões principais bidimensionais</i>	110
5.7	<i>Diagrama tensão-deformação para um valor do ângulo de atrito de $\tan \phi = 0,90$ e valores da coesão de $c = 1,00 \text{ MPa}$ e $c = 1,25 \text{ MPa}$</i>	112
5.8	<i>Diagrama tensão-deformação para um valor da coesão de $c = 1,25 \text{ MPa}$ e ângulos de atrito de $\tan \phi = 0,90$ e $\tan \phi = 0,675$</i>	112
5.9	<i>Diagrama tensão-deformação para prisma grauteado com assentamento total, com valor do ângulo de atrito de $\tan \phi = 0,90$ e valores da coesão de $c = 1,00 \text{ MPa}$ e $c = 1,25 \text{ MPa}$.</i>	113
5.10	<i>Diagrama tensão-deformação para prisma grauteado com assentamento total, com valor da coesão de $c = 1,00 \text{ MPa}$ e ângulos de atrito de $\tan \phi = 0,90$ e $\tan \phi = 0,675$</i>	113

5.11	<i>Malha de elementos finitos para o prisma de bloco de concreto simples com assentamento total e parcial</i>	114
5.12	<i>Diagrama tensão-deformação do prisma de concreto com $E_a/E_b = 0,34$.</i>	117
5.13	<i>Diagrama tensão-deformação do prisma de concreto com $E_a/E_b = 0,67$.</i>	118
5.14	<i>Evolução das fissuras no prisma de blocos de concreto com assentamento total, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco de 0,34 em diferentes níveis de tensões normais: 6,39 (início), 8,84 (intermediários) e 11,66 MPa (ruptura final), respectivamente</i>	119
5.15	<i>Evolução da fissuras no prisma para $E_a/E_b = 0,67$ e tensões normais de 6,39 MPa (fase inicial)</i>	119
5.16	<i>Evolução da fissuras no prisma para $E_a/E_b = 0,67$ e tensões normais de 8,84 MPa (intermediário)</i>	120
5.17	<i>Evolução da fissuras no prisma para $E_a/E_b = 0,67$ e tensões normais de 11,66 MPa (ruptura final)</i>	120
5.18	<i>Diagrama tensão-deformação do prisma de concreto com $E_a/E_b = 0,28$.</i>	124
5.19	<i>Diagrama tensão-deformação do prisma de concreto com $E_a/E_b = 0,46$.</i>	124
5.20	<i>Evolução das fissuras no prisma de blocos de concreto com assentamento total, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco de 0,28 em diferentes níveis de tensões normais: 9,57 (inicial) e 19,60 MPa (ruptura), respectivamente</i>	125
5.21	<i>Evolução das fissuras no prisma de blocos de concreto com assentamento total, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco de 0,46 em diferentes níveis de tensões normais: 5,13 (inicial) e 9,12 MPa (ruptura), respectivamente</i>	125
5.22	<i>Malha de elementos finitos para o prisma de bloco de material cerâmico simples com assentamento total</i>	126
5.23	<i>Curva tensão-deformação teórica e experimental para o prisma 30, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco cerâmico de 0,92</i>	128
5.24	<i>Curva tensão-deformação teórica e experimental para o prisma 30, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco cerâmico de 1,87</i>	128

5.25	<i>Evolução das fissuras no prisma simples de blocos de material cerâmico com assentamento total, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco de 0,92 em diferentes níveis de tensões normais: 8,92 (inicial) e 16,3 MPa (final), respectivamente</i>	129
5.26	<i>Malha de elementos finitos para o prisma de bloco de concreto grauteado com assentamento total e parcial</i>	130
5.27	<i>Diagramas tensão-deformação teórico e experimental para o prisma grauteado, com assentamento total de argamassa e utilizando o bloco B2, argamassa A2 e graute G1, usando a denominação de Romagna</i>	132
5.28	<i>Diagramas tensão-deformação teórico e experimental para o prisma grauteado, com assentamento total de argamassa e utilizando o bloco B2, argamassa A2 e graute G2</i>	133
5.29	<i>Fissuras médias no prisma grauteado com assentamento total e graute G2</i>	134
5.30	<i>Curva tensão-deformação para o prisma grauteado com assentamento lateral para o bloco B3, argamassa A1 e graute G1</i>	136
5.31	<i>Curva tensão-deformação para o prisma grauteado com assentamento lateral com o bloco B3, argamassa A1 e graute G4</i>	136
5.32	<i>Fissuras médias no prisma grauteado com assentamento lateral, para o bloco B3, argamassa A1 e graute G4, submetido à uma tensão de 9,95 MPa (inicial)</i>	137
5.33	<i>Fissuras médias no prisma grauteado com assentamento lateral, para o bloco B3, argamassa A1 e graute G4, submetido à uma tensão de 17,40 MPa (intermediária)</i>	137
5.34	<i>Fissuras médias no prisma grauteado com assentamento lateral, para o bloco B3, argamassa A1 e graute G4, submetido à uma tensão de 21,80 MPa (ruptura final)</i>	139
5.35	<i>Malha de elementos finitos para o prisma de bloco de material cerâmico grauteado com assentamento total</i>	139
5.36	<i>Diagrama tensão-deformação do prisma grauteado de bloco de material cerâmico, argamassa (i) e graute G2 (P12)</i>	141
5.37	<i>Diagrama tensão-deformação do prisma grauteado de bloco de material cerâmico, argamassa (iii) e graute G2 (P32)</i>	142
5.38	<i>Fissuras médias no prisma de material cerâmico P32, para uma tensão de compressão de 10,23 MPa (início da fissuração)</i>	143

5.39 <i>Fissuras médias no prisma de material cerâmico P32, para uma tensão de compressão de 15,02 MPa (ruptura final)</i>	143
--	-----

Lista de Tabelas

2.1	Valores experimentais de coesão e ângulo de atrito interno, reprodução parcial da tabela 4 de Khalaf e Naysmith (1994)	38
2.2	Resultados experimentais parciais da resistência ao cisalhamento, extraído da tabela 1 de Roman e Sinha (1994)	39
4.1	<i>Resistências à compressão e tração dos blocos</i>	73
4.2	<i>Resistência à compressão e módulo de elasticidade longitudinal das argamassas</i>	73
4.3	<i>Resistência à compressão dos prismas confeccionados com o bloco M1</i> . .	75
4.4	<i>Resistência à compressão dos prismas confeccionados com o bloco M2</i> . .	76
4.5	<i>Eficiência dos prismas para os blocos M1 e M2</i>	77
4.6	<i>Resistência à compressão das argamassas confinadas</i>	78
4.7	<i>Resistência média à compressão dos blocos cerâmicos</i>	82
4.8	<i>Resistência média à tração dos blocos cerâmicos</i>	82
4.9	<i>Características mecânicas das argamassas</i>	82
4.10	<i>Resistência média à compressão das argamassas</i>	82
4.11	<i>Resistência à compressão dos prismas e módulos de elasticidade nas áreas líquida e bruta</i>	85
4.12	<i>Resistência à compressão dos blocos de concreto</i>	88
4.13	<i>Resistência à tração e módulo de elasticidade dos blocos de concreto</i> . . .	89
4.14	<i>Características mecânicas das argamassas</i>	89
4.15	<i>Resistência à compressão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos grautes</i>	89
4.16	<i>Resistência à compressão, fator de eficiência carga de ruptura dos prismas com assentamento total</i>	91
4.17	<i>Resistência à compressão, fator de eficiência carga de ruptura dos prismas com assentamento lateral</i>	92

5.1	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de concreto com assentamento total, utilizado no teste de sensibilidade da interface</i>	111
5.2	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de concreto com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,34</i>	115
5.3	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de concreto com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,67</i>	115
5.4	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de concreto com assentamento lateral e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,28</i>	122
5.5	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de concreto com assentamento lateral e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,46</i>	122
5.6	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de material cerâmico com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,92</i>	126
5.7	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de material cerâmico com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 1,87</i>	127
5.8	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas grauteados de blocos de concreto com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,34 e graute G1</i>	131
5.9	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas grauteados de blocos de concreto com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,34 e graute G2</i>	131
5.10	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas grauteados de blocos de concreto com assentamento lateral e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,22 e graute G1</i>	135
5.11	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas grauteados de blocos de concreto com assentamento lateral e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,22 e graute G4</i>	138

5.12	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas grauteados de blocos de concreto com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,34 e graute G1</i>	140
5.13	<i>Propriedades elásticas e plásticas para prismas grauteados de blocos de concreto com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,34 e graute G1</i>	141

Simbologia

A	área da seção transversal
\mathbf{D}	matriz constitutiva do material
$D_{sec\ ante}^I$	rigidez secante no modo I
D^{II}	rigidez
E	módulo de elasticidade longitudinal
E^p	módulo de elasticidade plástico
E_{opb}	módulo de elasticidade do prisma na área bruta
E_{opl}	módulo de elasticidade do prisma na área líquida
G	módulo de elasticidade transversal
G_f^I	energia de fratura no modo I
L	comprimento do corpo de prova
\mathbf{K}	matriz de rigidez global
\mathbf{K}^t	matriz de rigidez tangente
\mathbf{N}	matriz de funções de forma
P	carga de compressão aplicada no corpo de prova
\mathbf{P}	matriz de projeção da função de escoamento de von Mises
S	região com deslocamento ou cargas prescritas
V	volume do corpo ou do elemento finito
\mathbf{b}	vetor de forças de volume no elemento finito
\bar{c}	coesão
\mathbf{e}^{cr}	vetor de deformação de fissuras
f	função de escoamento ou de carga
\mathbf{f}_{nn}	função constitutiva da fissura
f_c	resistência à compressão do material
f_{nn}	função constitutiva da fissura

f_t	resistência à tração do material
h	largura de banda da fissura, função genérica
g	função de potencial plástico
k_n, k_s, k_t	rigidez de mola dos elemento finitos de interface, nas direções normal n e nas direções tangentes s e t
\mathbf{n}	vetor de tensões de fissuras
\mathbf{s}^{cr}	vetor de tensões de fissuras
t_n, t_s, t_t	forças nos elementos de interface, nas direções normal n e nas direções tangentes s e t
\mathbf{u}	vetor de deslocamento nodais
u_x, u_y, u_z	deslocamentos nodais nas direções X, Y e Z, respectivamente
X, Y, Z	eixos globais de referência
Δ	variação ou incremento
Σ	somatória
Ψ	escalar
ϕ	ângulo de atrito interno
ψ	ângulo de dilatância
α_f, α_g	constante da superfície de Drucker-Prager
β	coeficiente de retenção do cisalhamento
γ_{nt}^{cr}	distorção de fissura
δ	variação ou incremento
$\varepsilon, \varepsilon_t$	deformação específica longitudinal total e transversal, respectivamente
$\varepsilon^e, \varepsilon^p$	deformação específica longitudinal elástica e plástica, respectivamente
ε_r	deformação de ruptura
ε_{nn}^{cr}	deformação longitudinal de fissura
ζ, η, ξ	eixos locais de referência
\square	parâmetro de endurecimento plástico
$\dot{\lambda}_j$	taxa dos multiplicadores plásticos
ν	coeficiente de Poisson
$\boldsymbol{\pi}$	vetor de projeção da função de escoamento de Drucker-Prager
σ	tensão normal uniaxial
$\boldsymbol{\sigma}$	vetor de tensões totais
$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$	tensões normais no espaço, nas direções X, Y e Z

$\sigma_{xb}, \sigma_{yb}, \sigma_{zb}$	tensões normais no bloco, nas direções X, Y e Z
$\sigma_{xm}, \sigma_{ym}, \sigma_{zm}$	tensões normais na argamassa, nas direções X, Y e Z
$\sigma_{xg}, \sigma_{yg}, \sigma_{zg}$	tensões normais no graute, nas direções X, Y e Z
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	tensões principais

Superíndices, subíndices e convenções

- e superíndice, elástico
 - p superíndice, plástico
 - t superíndice, tangente
 - T superíndice, vetor ou matriz transposta
 - derivada temporal ou taxa
- matriz, letra maiúscula em negrito
- vetor, letra minúscula em negrito

Resumo

O objetivo deste trabalho é desenvolver um modelo matemático capaz de simular numericamente o ensaio de compressão uniaxial de prismas de blocos de concreto e de material cerâmico. O método dos elementos finitos foi utilizado para obter a resposta estrutural dos prismas de alvenaria. A interface foi incluída no modelo para representar os planos de menor resistência entre o bloco e a argamassa. Para o material sob compressão, usou-se o critério de plastificação de Drucker-Prager com endurecimento isotrópico e, para a tração, o modelo de fissuração distribuída. O comportamento não-linear das interfaces, foi modelado por meio do critério de atrito de Coulomb. Para validar o modelo foram estudados seis tipos de prismas: prismas simples de concreto com argamassamento total e lateral, prismas simples de material cerâmico com argamassamento total, prisma grauteado de concreto com argamassamento total e lateral e prismas grauteado de material cerâmico com argamassamento total.

A análise foi considerada tridimensional, dentro do regime de pequenas deformações, utilizando-se elementos finitos quadráticos de 20 nós para discretizar o contínuo e elementos finitos de 16 nós para representar as interfaces. Os métodos adotados para resolver o problema não-linear foram o incremental-iterativo, o método de Newton-Raphson convencional e restringido, o método do arco e o método das bisseções (line-search method).

Comparou-se os resultados obtidos pelo programa com os resultados experimentais, obtendo-se uma boa concordância entre ambos.

Abstract

The aim of this work is the development of a mathematical model in order to numerically simulate the uniaxial compression test of both concrete and clay block prisms. The structural response of masonry prisms was obtained using the Finite Element method. The plasticification criterion of Drucker-Prager with isotropic hardening was implemented for compression, while the smeared crack model was used for material under tension. The friction criterion of Coulomb was also included in the model to represent the nonlinear behavior of the interface between mortar and block.

Six different types of prisms were used to calibrate to model: grouted and ungrouted concrete block prisms, with both fully and shell facing filled mortar joints and grouted and ungrouted clay block prisms with fully filled mortar joints.

A nonlinear material 3-D analysis, considering small strains and displacements, was performed on the prisms. Twenty node quadratic elements were used to discretize the prisms. The interfaces were represented with 16 node elements. The nonlinear equations were solved by means of an incremental iterative method, the Newton-Raphson conventional and restricted method, and also the arc length method and the line search method.

The analytical results were compared with the experimentally obtained stress-strain curves, showing very good agreement.

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações iniciais

A construção civil é considerada tecnológica e organizacionalmente atrasada, principalmente no setor de edificações. Alguns fatores que sustentam essa visão são os métodos de gestão ultrapassados, a baixa produtividade da mão-de-obra, o excesso de perdas, os problemas de qualidade no produto final e o elevado custo final da obra.

O mercado tem passado por uma série de mudanças significativas nos últimos anos. O avanço dos direitos trabalhistas trazidos pela Constituição Federal de 1988, a maior exigência dos consumidores amparados pelo Código de Defesa do Consumidor, além de uma prolongada crise econômica que limita bastante a disponibilidade de recursos para financiamentos governamentais, são fatores que alteraram profundamente o perfil do mercado.

Diversas características diferenciam a construção civil dos demais setores produtivos. A grande variabilidade intrínseca ao processo e ao produto, os ganhos financeiros decorrentes da especulação imobiliária, os operários se locomovem enquanto o produto fica fixo (ou seja, é uma atividade “nômade”), trazendo problemas de coordenação e continuidade entre as várias etapas do processo construtivo, são características peculiares a esse setor da economia.

Neste contexto, algumas empresas perceberam que o mercado da construção está se tornando mais competitivo, forçando-as a racionalizar os processos para incrementar a produtividade e reduzir custos. Devido à complexidade desse setor, tem-se encontrado diversas dificuldades na implementação das modernas técnicas de gestão da qualidade.

Nas construções em alvenaria estrutural, por suas vantagens frente aos sistemas construtivos tradicionais e sua simplicidade, encontra-se um vasto campo para trabalhar no sentido do aumento da racionalização, nível de industrialização, produtividade e qualidade. A alvenaria estrutural é o sistema construtivo mais antigo que ainda encontra amplas aplicações na indústria de construção civil atual. No decorrer dos anos, os materiais e as técnicas de aplicações mudaram significativamente, mas a forma como é feito o assentamento de tijolos e blocos é a mesma de cem anos atrás. Assim, a alvenaria é um serviço que já foi exaustivamente estudado e possui diversos índices relativos a consumo de materiais, produtividade de mão-de-obra e problemas oriundos de erros de produção. Como dispensa elementos tradicionais do concreto armado, como vigas e pilares, há uma significativa simplificação do processo construtivo, resultando em um aumento da produtividade da mão-de-obra no decorrer da obra. É possível se obter uma economia global de até 30% comparada com os sistemas convencionais.

Por ser uma atividade que interfere em outros serviços, como por exemplo, instalações elétricas e hidráulicas, revestimentos, marcos e forros e por ser fácil de programar e adaptar às iniciativas de racionalização, melhorias na alvenaria se refletem diretamente nos outros serviços mencionados.

É senso comum que a característica mais importante da alvenaria estrutural é a sua simplicidade. Basta assentar blocos ou tijolos um sobre o outro, usando ou não juntas com aderência via argamassa. Outras características importantes são estética, solidez, durabilidade, baixa manutenção, versatilidade, boas características acústicas e proteção ao fogo. Há muitos exemplos onde a alvenaria estrutural é competitiva: paredes auto-portantes, painéis resistentes à sismos e cargas de vento, elementos protendidos e, principalmente, edifícios de baixa ou média altura.

Entretanto, aplicações inovadoras de alvenaria estrutural são ainda incipientes pelo fato que o desenvolvimento das normas de projeto não acompanharam o ritmo de materiais como concreto e aço. Os motivos para isto são a falta de compreensão e de modelos matemáticos que expliquem o complexo comportamento das unidades, argamassa, juntas e alvenaria trabalhando como um material composto. Os métodos de cálculo são ainda empíricos e o uso de modelos matemáticos para análise e projeto de alvenaria estrutural não são ainda comuns. Um outro obstáculo importante ao desenvolvimento da alvenaria estrutural é a formação dos engenheiros. Ainda é muito raro se encontrar universidades oferecendo um mínimo de conhecimentos nesta área. O desafio agora é levar todo conhecimento acumulado em alguns centros de pesquisa para

o campo prático.

1.2 Histórico da alvenaria

O uso da alvenaria é muito antigo. As primeiras construções em alvenaria são datadas de 9000-8000 a.C., próximas do lago Hulen, Israel, onde foram encontradas cabanas de pedra com formato circular e semisubterrâneas com diâmetros entre 3 e 9m, Musgrove e Fletcher [1]. É possível encontrar várias construções em alvenaria de pedra que sobreviveram até o nosso tempo como testemunhas de culturas antigas e medievais. Assim, pode-se citar a arquitetura egípcia com suas pirâmides, entre 2800-200 a.C., a arquitetura romana, entre 0-1200 d.C., com seus templos, palácios, arcos, igrejas, colunas, aquedutos e pontes e a arquitetura gótica, entre 1200-1600 d.C., com suas magníficas catedrais.

Atualmente, a pedra tem recebido uma nova função na indústria da construção porque a extração, o transporte e a colocação de um material pesado e caro se tornou proibitivo. Materiais mais econômicos e melhores podem ser usados para finalidades estruturais e a pedra se transformou principalmente em um material de acabamento, usada em fachadas.

Além da pedra, o tijolo de barro começou a ser usado como material de alvenaria. Os fatores que levaram ao desenvolvimento do tijolo foram: a demanda por materiais de construção combinada com a abundância de argila, um clima quente e seco necessário para curar os tijolos e a escassez de madeira e pedra que requeriam corte. Em Jericó, Palestina, entre 8350-7350 a.C., muitas casas de tijolos circulares e ovais foram encontradas. As razões para o uso do tijolo são bem conhecidas. Era um produto que poderia ser facilmente produzido, mais fácil de moldar e de fazer uma parede que tivesse resistência ao fogo e durabilidade. No Egito, desde os tempos da pré-dinastia, cerca de 5000 a.C., até a ocupação romana, por volta de 50 d.C., o principal material de construção de casas foi o tijolo de barro cozido ao sol, conhecido como adobe, confeccionado normalmente com o barro do rio Nilo.

A prática do tijolo cozido provavelmente começou com a observação que o tijolo que havia ficado próximo ao fogo parecia mais forte e mais durável. A mais famosa referência ao tijolo é encontrada na Bíblia, Gênesis XI, 3-4, onde os habitantes da Babilônia usavam tijolos assentados com argamassa de betume. Há ainda uma referência ao primeiro arranha-céu construído, provavelmente a Torre de Babel, com 7 andares e

90 metros de altura.

O império romano tem importância vital na disseminação do tijolo, Davey [2]. Somente um império grande, forte e centralizado, com disponibilidade de diferentes materiais argilosos convenientes para confeccionar tijolos e azulejos em toda sua área, além de um desejo de obter domínio e homogeneização arquitetônica e das técnicas construtivas, poderia ser responsável pela sua popularização. Neste período o tamanho do tijolo foi parcialmente padronizado, diferentes formas foram feitas para usos especiais e selos com as marcas dos fabricantes ou motivos decorativos começaram a ser impressos nos tijolos.

O próximo evento importante da história da alvenaria é a Revolução Industrial, como descrita por Elliot [3]. Devido à expansão da atividade industrial, técnicas manuais tradicionais foram trocadas por máquinas. A grande transformação da indústria do tijolo ocorreu, finalmente, em 1858 com a introdução do forno Hoffman que possibilitou que todos os estágios da queima pudessem ser efetuados concomitantemente e continuamente. Desde então, outras pesquisas e desenvolvimentos levaram a criação de uma eficiente indústria manufatureira de tijolos.

Atualmente, na indústria da construção civil é possível encontrar unidades de alvenaria de diferentes materiais e formas, diferentes tipos de argamassa e de técnicas construtivas. O velho e o novo coexistem em uma, às vezes indiscernível, mistura do tradicional e da novidade. Unidades de concreto, concreto leve com agregado expandido, concreto aerado, sílico-calcário coexistem com as tradicionais unidades de barro ou argila. Técnicas recentes como alvenaria grauteada, alvenaria armada, alvenaria protendida, painéis pré-fabricados de alvenaria, alvenaria com junta seca ou alvenaria com blocos muito grandes coexistem com a velha técnica de colocar pequenos tijolos um em cima do outro. As argamassas com aditivos, argamassa de cimento, argamassa com endurecimento retardado coexistem com a velha argamassa de saibro, de cal e de betume.

Mesmo com todas estas opções, além das novidades frequentemente lançadas no mercado, em países desenvolvidos a alvenaria parece ter perdido, quase completamente, sua função estrutural porque o concreto armado e as estruturas de aço se tornaram mais competitivos.

Na Europa e nos EUA, a alvenaria é hoje em dia usada primeiramente como um sistema de fechamento ou como alvenaria de enchimento, sem função estrutural. Exceções são encontradas na Inglaterra onde a alvenaria é usada em edifícios de pequena altura. A situação em países do Terceiro Mundo como a América Latina, Ásia e África é

completamente diferente, pois a alvenaria é amplamente usada, veja Dajun [4] e Suter [5]. É notável que mais de um terço da população mundial ainda more em casas térreas, veja Dethier [6], segundo o qual a moderna tecnologia do ocidente falhou, tanto financeira como socialmente, em satisfazer a demanda local de casas populares baratas. Assim, o declínio da alvenaria como um material estrutural não é somente devido a razões econômicas, mas também ao subdesenvolvimento das normas de alvenaria e na falta de um melhor entendimento do comportamento deste tipo de estrutura.

O início da alvenaria estrutural no Brasil ocorreu no estado de São Paulo, no fim da década de 60, onde foi incorporada à construção de habitações populares em edifícios com quatro ou cinco pavimentos. Nesta década, este processo foi utilizado principalmente em programas públicos como um sistema alternativo em grandes conjuntos habitacionais, criando um preconceito de que a alvenaria estrutural é uma solução exclusiva para habitações populares de poucos pavimentos, com pouca flexibilidade na concepção arquitetônica. Além disso, a má qualidade dos materiais, o uso de técnicas construtivas inapropriadas e a falta de controle durante a obra geraram edifícios com muitas patologias, problemas de conforto térmico, estanqueidade, etc..., contribuindo para uma imagem negativa deste processo construtivo. Evidentemente, isto resultou em uma retração do mercado. Neste período aparecem as primeiras normas técnicas de controle e execução de alvenaria que, segundo Sánchez [7], foram o resultado do esforço do IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto) em agrupar os conhecimentos sobre os materiais e métodos utilizados na execução de alvenaria em blocos vazados de concreto.

No fim da década de 80 e início da década de 90, começaram a ser desenvolvidas pesquisas em universidades como USP, UFRGS, COPPE-UFRJ e UFF, aprofundando os estudos sobre o comportamento estrutural de paredes e prismas, influência da mão-de-obra, e técnicas para aumentar produtividade. O sistema passou a ter maior aceitação quando empresas como a ENCOL, com subsídios destas pesquisas acadêmicas, investiu em alvenaria estrutural em suas obras por todo o país, visando obter uma maior produtividade e redução de custos.

Apesar do uso crescente, existe ainda a necessidade de novas pesquisas para um conhecimento mais completo do comportamento estrutural de alvenaria.

Este trabalho é o prosseguimento de uma linha de pesquisa, em desenvolvimento na UFSC, que trata do comportamento estrutural de alvenaria de blocos de concreto e de material cerâmico.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivos gerais

O principal objetivo deste trabalho é obter um modelo matemático capaz de simular numericamente o ensaio de compressão uniaxial de prismas de blocos de concreto e de material cerâmico. Através da teoria da plasticidade, do modelo de fissuração distribuída e da representação do comportamento mecânico das interfaces, se deseja obter a resposta estrutural dos prismas. Para validar o modelo serão estudados seis tipos de prismas: prismas simples de concreto com argamassamento total e lateral, prismas simples de material cerâmico com argamassamento total, prisma grauteado de concreto com argamassamento total e lateral e prismas grauteado de material cerâmico com argamassamento total.

1.3.2 Objetivos específicos

Como objetivos específicos, este trabalho se propõe a:

1. simular a distribuição de tensões e deformações dos diferentes prismas em toda a história de cargas. Pode-se assim entender melhor os resultados experimentais e as razões que levam o prisma à ruptura;
2. obter as cargas de ruptura dos prismas com uma precisão de pelo menos 25%;
3. representar a evolução das fissuras ao longo do processo de carga e obter um padrão de fissuras na ruptura próximo aos resultados dos ensaios;
4. comparar os resultados dos diversos prismas e obter relações que mostrem a solução mais eficiente.

1.4 Justificativa e relevância do trabalho

As pesquisas em alvenaria estrutural ainda não estão consolidadas. Prova irrefutável disto são que as principais normas técnicas de controle e execução deste tipo de estrutura, usam coeficientes de segurança considerados elevados e possuem métodos de dimensionamento bastante simplificados quando comparados com os da norma de concreto armado.

A norma brasileira NBR 1228[8], referente ao cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, ainda utiliza o conceito de tensões admissíveis como critério de segurança. Apenas um coeficiente de segurança é aplicado às tensões atuantes na parede, levando em consideração todos os fatores que geram incertezas, como o material, cargas e mão-de-obra, em um único número.

Ao contrário da norma brasileira, a norma britânica BS 5628[9] utiliza critérios plásticos como metodologia para determinar a segurança. Há diferentes coeficientes de segurança para materiais, cargas e mão-de-obra, que pela flexibilidade do método resulta em estruturas mais econômicas. Evidentemente, os maiores coeficientes de segurança são aplicados aos materiais, pois é onde se tem maior grau de incerteza. Na verdade, os coeficientes de segurança das cargas em alvenaria estrutural são muito próximos das normas de concreto e aço.

O ensaio de compressão de paredes é a melhor maneira de avaliar o comportamento mecânico destas que são os principais elementos da alvenaria estrutural. Entretanto, os custos destes ensaios são considerados elevados e exigem equipamentos sofisticados. Uma alternativa mais econômica é o ensaio de compressão de prismas. Os prismas são confeccionados por duas, três ou mais unidades de alvenaria (tijolos ou blocos) unidos por juntas de argamassa. Normalmente, possuem três unidades de alvenaria com duas juntas de argamassa e, no caso de prismas de blocos, podem ter seus furos preenchidos com graute ou não. O ensaio de compressão uniaxial de prismas é aceito universalmente como uma forma segura e confiável de medir indiretamente a resistência da parede.

Devido a sua simplicidade, este ensaio se popularizou e aumentou a sua importância, pois seus resultados são extrapolados diretamente para a parede. Como consequência desta popularização, possui-se hoje uma grande quantidade de dados experimentais e poucos modelos matemáticos que expliquem satisfatoriamente estes resultados.

Geralmente, os modelos matemáticos utilizados para explicar o comportamento mecânico de prismas são equações simplificadas obtidas a partir de ajustes estatísticos dos dados experimentais. Estas equações simplificadas fornecem previsões da carga e do modo de ruptura do prisma e, às vezes dão bons resultados e, outras vezes, não.

Poucos pesquisadores utilizam modelos mais elaborados, como o método dos elementos finitos, por exemplo, e quando isto ocorre, normalmente é feita apenas uma

análise elástica-linear com as propriedades elásticas dos materiais ajustadas pelos resultados experimentais. É raro encontrar um modelo matemático não-linear aplicado à prisma, onde o comportamento mecânico dos materiais tenha recebido um tratamento matemático mais adequado ao seu comportamento real.

A análise não-linear é extremamente útil para se obter a resposta estrutural completa do prisma, desde o início do processo de carga quando o corpo ainda está no regime elástico-linear até a ruptura final, passando estágios intermediários em que o corpo está fissurado e/ou há esmagamentos localizados. Assim, estes modelos podem trazer para esta área uma melhor compreensão da distribuição de tensões em todos os componentes do prisma e, mais importante, acompanhar como esta distribuição evolui durante todo o processo de carga com as respectivas redistribuições de tensões devido ao aparecimento de rupturas localizadas.

Especificamente neste trabalho, o modelo não-linear será implementado utilizando os conceitos da teoria clássica da plasticidade para simular a perda da resistência à compressão do material e, um modelo de fissuração distribuída para representar a perda da resistência à tração em pontos do corpo. Uma atenção especial será dada às interfaces bloco/argamassa, pois são consideradas como planos de menor resistência do prisma e, também porque é possível controlar os modos de ruptura por meio de suas propriedades elásticas.

Além disto, é necessário ter-se um controle rigoroso sobre o processo de solução do sistema de equações não-linear para assegurar que a resposta da estrutura tenha sido obtida de forma completa e confiável. Para este fim, utilizar-se-ão os métodos de Newton-Raphson, o método do tamanho de arco (arc-length method), um incremento de carga adaptativo e um controle sobre os erros de cada etapa de carga.

Na prática, é de interesse saber se, por exemplo, um prisma não-grauteado (simples), irá romper por tração no bloco, compressão na argamassa ou por combinação de ambos, ou seja, distinguir claramente os modos de ruptura do prisma para entendê-los melhor e assim, aumentar a eficiência do conjunto.

Finalmente, aprofundar os conhecimentos sobre o comportamento mecânico do prisma poderá resultar na adoção de coeficientes de segurança menores do que os praticados atualmente, na área de alvenaria estrutural.

1.5 Metodologia do trabalho

A fim de atingir os objetivos gerais e específicos, este trabalho será dividido nas seguintes etapas:

- a. apresentação dos conceitos básicos de alvenaria estrutural e revisão bibliográfica;
- b. escolha e descrição sucinta das teorias que serão utilizadas pelo programa computacional na simulação do ensaio de compressão uniaxial de prisma de blocos;
- c. análise dos dados experimentais para determinar as propriedades elásticas e plásticas dos materiais, sendo que estas propriedades serão os dados de entrada do programa.
- d. simulação numérica do ensaio de compressão de prisma empregando os dados experimentais;
- e. ajuste do modelo matemático aos resultados experimentais e análise dos resultados fornecidos pelo programa computacional;
- f. conclusões e sugestões.

1.6 Descrição do trabalho

O trabalho está dividido em seis capítulos.

No capítulo 1 descreve-se a introdução à alvenaria estrutural, os aspectos históricos, os objetivos deste trabalho e a metodologia empregada.

No capítulo 2 é feita uma descrição sucinta do funcionamento da alvenaria estrutural, com introdução da nomenclatura e conceitos fundamentais e uma apresentação dos procedimentos dos ensaios de compressão e tração de prismas de blocos de concreto e de cerâmica. Após esta introdução, é feita uma revisão bibliográfica do assunto.

No capítulo 3 são apresentados os principais modelos na simulação numérica de alvenaria estrutural. É descrito o método dos elementos finitos, a teoria da plasticidade, o modelo de fissuração distribuída, o comportamento de interface e os métodos e técnicas empregados na resolução do problema não-linear.

No capítulo 4 são mostrados os resultados experimentais que serão utilizados para calibrar o modelo matemático do ensaio de compressão de prismas.

No capítulo 5 se faz a validação da teoria apresentada, através de exemplos numéricos.

Finalmente, no capítulo 6 são mostradas as conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

Capítulo 2

A alvenaria estrutural

2.1 Introdução

Projetar e construir em alvenaria com pouco conhecimento técnico sempre foi a peculiaridade mais marcante deste sistema construtivo. Ao contrário do concreto armado, que no início de sua utilização foi objeto de estudos exaustivos feitos por vários pesquisadores e teve muitos produtos patenteados, a alvenaria nunca tinha sido pesquisada de forma intensiva e prolongada. As pesquisas sempre foram muito incipientes e talvez seja esta a principal razão de seu abandono como elemento estrutural, no início do século XX.

Com a intensificação das pesquisas no final do anos 50 e o lançamento de novos materiais no mercado, a alvenaria ganhou novo impulso pois seus custos passaram a ser competitivos, para algumas aplicações específicas.

Neste capítulo, inicialmente apresentam-se noções do funcionamento da alvenaria estrutural e introduz-se a terminologia específica desta área. Logo após, explica-se os procedimentos e a importância dos ensaios de caracterização dos materiais e dos prismas, principalmente o ensaio de compressão. A seguir, é feita a revisão bibliográfica do tema, dividida em duas etapas: resultados experimentais e modelos matemáticos utilizados para simular o ensaio de compressão de prismas. A revisão bibliográfica dos resultados experimentais é abordada com pouca ênfase, pois não é o objetivo deste trabalho, exceto os trabalhos desenvolvidos nos Laboratórios de Materiais de Construção Civil da UFSC, vistos no capítulo 4, pois estes são usados como referência para os modelos numéricos. A seguir, é realizada a revisão bibliográfica dos modelos computacionais e teorias implementadas para simular numericamente os ensaios de compressão uniaxial

de prismas de blocos. E finalmente, é efetuada a revisão bibliográfica dos modelos utilizados na representação da interface argamassa/bloco.

2.2 Princípios fundamentais

Ao contrário das estruturas convencionais de concreto armado e de aço, onde se tem um reticulado com vigas, lajes e pilares e a alvenaria é usada apenas como elemento de vedação, a alvenaria estrutural é ao mesmo tempo responsável pela transmissão de cargas e pelo isolamento acústico e térmico, estanqueidade, e separação de ambientes das construções. A figura 2.1 mostra como ocorrem a transmissão de cargas verticais

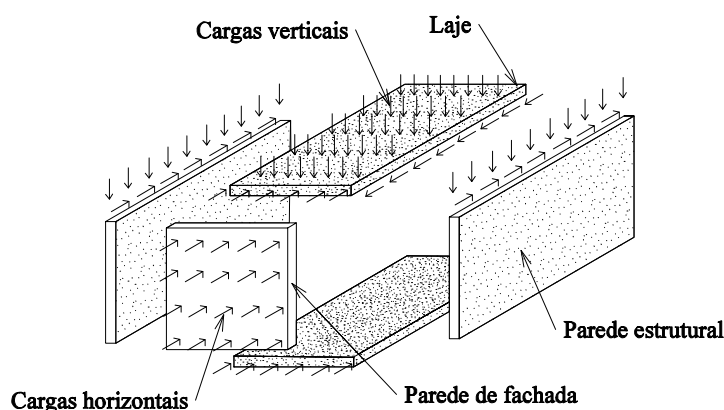


Figura 2.1: *Distribuição de cargas horizontais e verticais em um prédio de alvenaria estrutural*

e horizontais entre os principais elementos estruturais de um edifício construído neste sistema. As paredes de alvenaria recebem as cargas verticais provenientes das lajes, do peso próprio, da ação de outras paredes e, portanto, sua resistência à compressão é o principal fator do projeto. É mostrado também, na figura 2.1, como as cargas horizontais se transmitem para as lajes e paredes. O exemplo mais comum de carga horizontal é oriundo da ação do vento nas paredes externas (de fachada) do edifício. Normalmente, as lajes são consideradas rígidas em seu próprio plano e as paredes absorvem parcelas das cargas horizontais proporcionais a sua rigidez à flexão. Assim, devido à ação das cargas horizontais, as paredes de alvenaria devem possuir uma resistência ao cisalhamento e flexão apreciáveis para suportar estas solicitações.

As paredes devem ser muito resistentes à compressão para suportar pesadas cargas verticais e horizontais paralelas ao seu plano, mas são, em contrapartida, com-

parativamente fracas às cargas perpendiculares ao plano da parede. Do ponto de vista de projeto, o objetivo é explorar a boa resistência à compressão para compensar a baixa resistência à tração.

A disposição das paredes no edifício, ou mesmo a escolha se a parede deve ter ou não finalidade estrutural, é fundamental para assegurar a sua estabilidade tridimensional. Um arranjo apropriado faz com que as paredes funcionem como elementos enrijecedores e estabilizadores uma das outras, diminuindo a possibilidade de surgir as indesejadas tensões de tração, na alvenaria estrutural não-armada. É mostrado na figura 2.2 diversas maneiras de dispor as paredes de alvenaria em edifícios com diferentes formas. Nota-se também nesta figura que este sistema pode ser utilizado em concepções arquitetônicas variadas, com poucas restrições de geometria. Há vários fatores que influenciam na escolha do arranjo de parede apropriado: tipo de parede, função a que se destina a obra, condições do local da obra, o tipo de solo, incidência de ventos, etc...

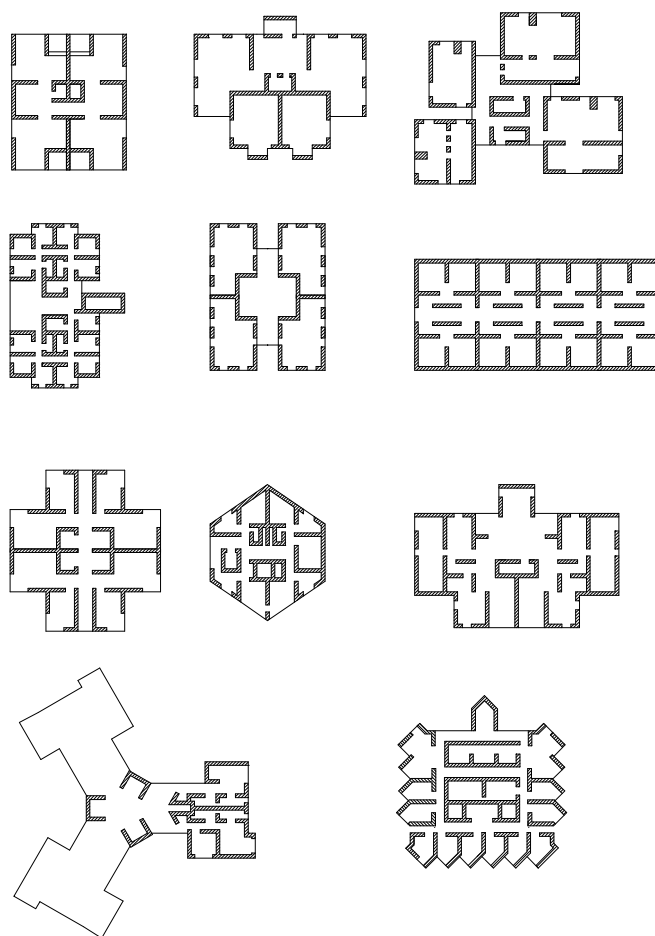


Figura 2.2: *Vários tipos de arranjos de paredes*

Uma distribuição de paredes muito assimétrica deve ser evitada, pois pode ocasionar elevadas tensões de cisalhamento devido à torção induzidas pelas cargas horizontais. As lajes são também muito importante, pois além de amarrar a estrutura, são as responsáveis pela distribuição das cargas horizontais e verticais nas paredes.

A solução mais econômica neste sistema estrutural é a alvenaria simples, constituída de blocos ou tijolos(unidades da alvenaria) e argamassa, com a armadura e o graute sendo utilizados somente quando houver excesso de compressão ou tensões de tração nas paredes. Em vergas e contravergas será sempre necessária uma armadura de reforço para absorver tensões de tração localizadas, ver figura 2.3. Para utilizações mais arrojadas ou específicas, como edifícios altos ou paredes de silos de armazenamento de grãos, a alvenaria armada ou protendida pode ser mais indicada. As principais partes de uma parede estrutural com abertura e juntas amarradas, isto é, junta verticais não

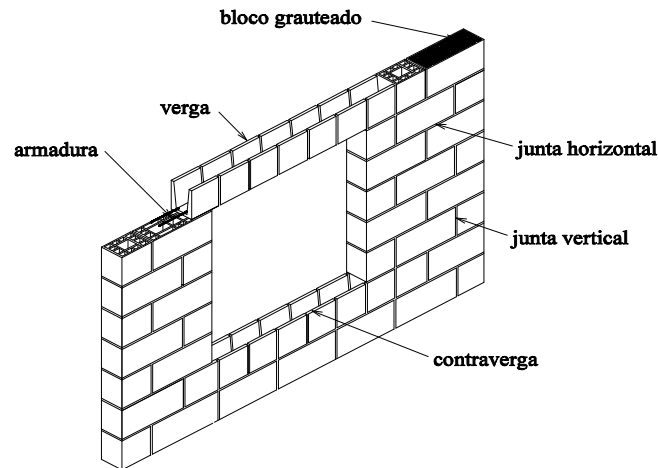


Figura 2.3: *Principais partes de uma parede em alvenaria estrutural com abertura*

contínuas, são mostradas na figura 2.3. Para efeitos ilustrativos, as unidades da alvenaria mostradas na figura são blocos cerâmicos vazados com e sem graute.

A seguir, descreve-se os componentes de uma parede de alvenaria estrutural: a unidade, a argamassa, o graute e a interface. O objetivo é introduzir a terminologia que será usada nesta tese, principalmente na revisão bibliográfica e no capítulo 3, onde é apresentado o modelo matemático.

2.3 Elementos componentes da alvenaria

2.3.1 Unidades de alvenaria

As unidades de alvenaria são os elementos básicos das paredes de alvenaria estrutural. As unidades podem ser tijolos ou blocos. São classificadas como tijolos as unidades com dimensões máximas de $250 \times 120 \times 55$ [mm³], sendo que unidades com dimensões maiores são denominadas de blocos.

As principais vantagens do bloco são o aumento de produtividade da mão-de-obra e a aplicação dos princípios de coordenação modular, que evita cortes e desperdício de materiais no canteiro de obras. Os tijolos podem ser furados ou maciços, enquanto que os blocos são normalmente vazados, permitindo a passagem da tubulação hidráulica e elétrica, ou ainda serem preenchidos por graute (micro-concreto) para a execução de cintas de amarração, vergas e contravergas, reforços localizados ou quando se deseja aumentar a resistência à compressão da alvenaria. Nas unidades de alvenaria estrutural os furos devem ser perpendiculares à superfície de assentamento (junta horizontal). Tijolos com furos na horizontal não são apropriados, pois apresentam uma forma explosiva de ruptura (sem aviso prévio) e normalmente possuem baixa resistência à compressão.

Os materiais utilizados na confecção de tijolos e blocos são o concreto, a cerâmica, o sílico-calcário e o concreto aerado.

Devido à multiplicidade de funções, os blocos podem ter diferentes formas. Na figura 2.3 são mostradas três diferentes formas: o bloco convencional, o meio bloco e o bloco canaleta utilizado em vergas e contravergas.

Especificamente neste trabalho, somente os blocos, tanto de concreto como cerâmico, serão estudados. Os blocos de concreto utilizados nas dissertações de Mohamad [10] e Romagna [11], possuem formas semelhantes com o bloco cerâmico usado por Mendes [12], ver figura 2.4. As dimensões do bloco de concreto são $140 \times 190 \times 390$ [mm³] e do bloco cerâmico são de $140 \times 190 \times 290$ [mm³], conforme figura 2.5(a). Ao contrário dos blocos cerâmicos, as paredes dos blocos de concreto têm espessura variável para facilitar o processo de desmoldagem, ver figura 2.5(b).

Estas informações serão posteriormente utilizadas na geração da malha de elementos finitos do modelo matemático.

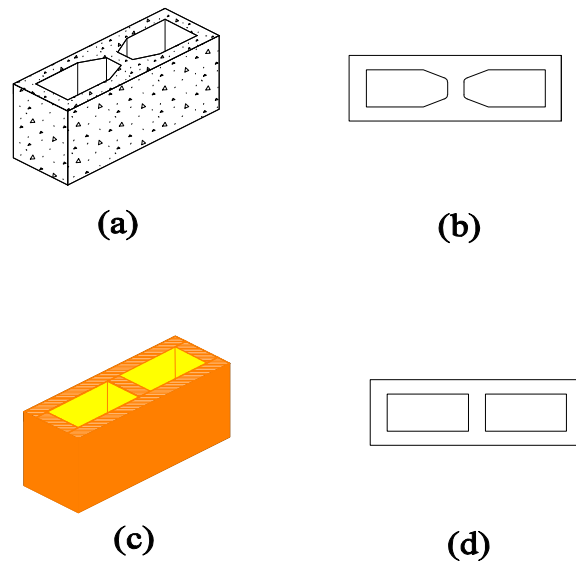


Figura 2.4: Blocos de concreto e cerâmico: (a) e (c) perspectivas e (b) e (d) faces de assentamento

2.3.2 Argamassa

A argamassa é um adesivo que une as unidades da alvenaria. É composta de um aglomerante (cimento), um agregado inerte (areia) e água. Para a argamassa de assentamento, é adicionada ainda a cal, cuja finalidade é aumentar a retenção da água e, conseqüentemente, melhorar a trabalhabilidade.

As principais funções da argamassa de assentamento em uma parede de alvenaria, são:

- unir as unidades e ajudá-las a resistir aos esforços normais e laterais;
- distribuir uniformemente as cargas atuantes na parede por toda a área resistente das unidades, evitando assim concentrações de tensões devido às imperfeições geométricas;
- absorver as deformações naturais a que a alvenaria estiver sujeita;
- selar as juntas contra a penetração de água da chuva.

Do ponto de vista estrutural, as juntas horizontais e verticais serão sempre consideradas como planos de menor resistência da parede, pois têm propriedades

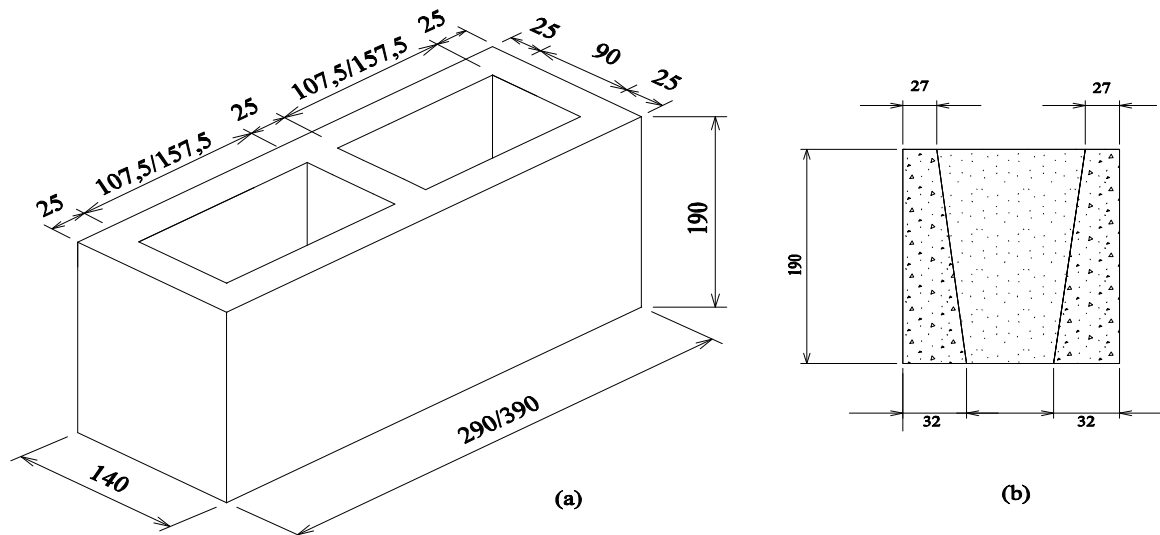


Figura 2.5: *Dimensões dos blocos em milímetros: (a) dimensões dos blocos cerâmico e de concreto, respectivamente, (b) dimensões em corte no bloco de concreto mostrando a espessura variável da parede*

elásticas diferentes das unidades e, normalmente, menor resistência à compressão. Assim, a presença da argamassa nas juntas torna a alvenaria um material composto, com comportamento anisotrópico.

A especificação da composição das argamassas é feita através de seus traços (cimento:areia ou cimento:cal:areia), em volume ou peso.

2.3.3 Graute

O graute (grout, em inglês) é um micro-concreto líquido utilizado para preencher os furos dos blocos. Sua principal finalidade é conseguir a integração da alvenaria com a armadura, em vergas por exemplo, e/ou aumentar a resistência à compressão da parede. Possui os mesmos ingredientes do concreto convencional, isto é, cimento, areia, brita, água e, dependendo da granulometria da areia, pode-se adicionar cal para melhorar a coesão da mistura. Para elevar a trabalhabilidade, a relação água/cimento é da ordem de 0,8 a 1,1. Como os blocos são extremamente absorventes, retirando grande parte do excesso de água, a relação água/cimento final do graute está entre 0,5 e 0,6. A especificação dos grautes é feita através de seus traços (cimento:areia ou cimento:cal:areia), em volume.

2.3.4 Interface

É conveniente separar como parte integrante de uma parede de alvenaria estrutural a interface, pois é uma região que possui características diferenciadas dos demais componentes. Pode-se justificar esta separação de duas maneiras principais: a partir da simples observação dos ensaios de compressão uniaxial de prismas, onde os modos de ruptura quase sempre começam pela interface ou por estudos mais aprofundados desta região.

O trabalho de Carasek [13] estuda a aderência em argamassa de cimento Portland assentados em substratos(bases) porosos. É mostrado que na região de interface ocorre uma série de fenômenos físicos e químicos. A natureza da aderência é essencialmente mecânica, sendo que somente uma parcela de 10% do total é oriunda de ligações polares covalentes entre os átomos dos cimento e do substrato. Sabe-se que a aderência depende de vários fatores: teor de cimento e cal, taxa de sucção inicial da base de assentamento, distribuição e tamanho de poros do substrato, teor de umidade da base, etc...É clássico subdividir a resistência à aderência em duas parcelas: resistência de aderência à tração¹ e a resistência de aderência ao cisalhamento. Em paredes de alvenaria estrutural, a resistência de aderência à tração é pequena e possui grande variabilidade.

Como a hidratação é menor na interface do que no centro da camada da argamassa, por causa do efeito de sucção do substrato, forma-se uma camada de cálcio nesta região dando-lhe características mecânicas diferenciadas, ver figura 2.6. Esta camada de cálcio se comporta como uma região de menor resistência, sendo considerada uma região com potencial de desenvolver fissuras e, que por este motivo, requer uma discretização especial no modelo matemático.

Segundo Gallegos [14], uma observação mais detalhada dos corpos de prova fissurados revela que a área líquida de aderência é menor do que a área da seção transversal do corpo de prova. Esta área líquida de aderência parece se concentrar na parte central da seção transversal do corpo de prova, que pode ser uma combinação do processo de retração da argamassa e do assentamento da argamassa na unidade de alvenaria.

¹Neste contexto, resistência de aderência à tração e resistência à tração são sinônimos.

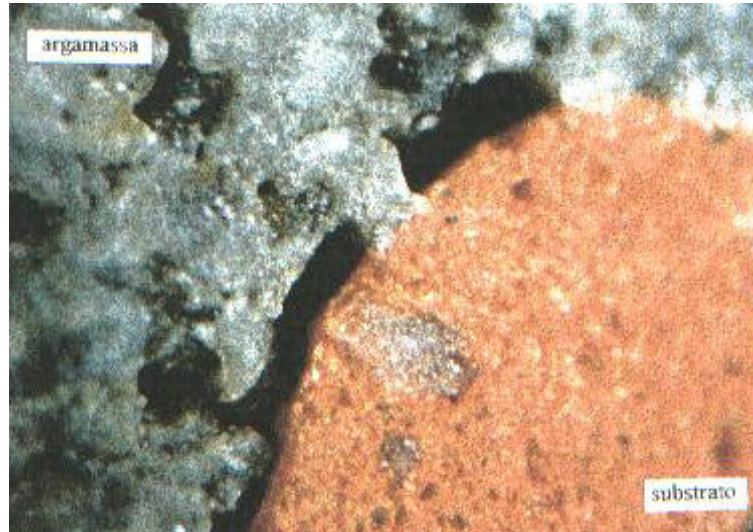


Figura 2.6: *Fotografia mostrando a região da interface entre argamassa e um substrato cerâmico, segundo Carasek (1996)*

2.4 Ensaio de compressão uniaxial dos componentes

A determinação da resistência à compressão dos elementos componentes da alvenaria é fundamental neste sistema construtivo. Além de ser muito importante na transmissão de cargas verticais, a resistência à compressão uniaxial é uma forma indireta de medir a qualidade de agregados, cimento, cal, etc... empregados na confecção de blocos, argamassa e graute. Sabe-se ainda que algumas propriedades importantes da alvenaria, como por exemplo, a resistência à tração e a resistência à aderência, são proporcionais a resistência à compressão.

As normas NBR 13279[15], NBR 7184[16] e NBR 8798[17] especificam os procedimentos para a confecção dos corpos de prova e para o ensaio de compressão da argamassa, blocos e graute, respectivamente. A seguir, são relacionados os fatores que influenciam a resistência à compressão da alvenaria:

- resistência da unidade, da argamassa e do graute;
- geometria da unidade e espessura da junta;
- coeficientes de Poisson da argamassa e da cerâmica ou concreto das unidades;
- propriedades de deformação dos componentes da alvenaria;
- taxa de sucção inicial da unidade;

- retentividade de água da argamassa;
- qualidade da mão-de-obra;
- condições de cura;
- condições de projeto, tais como taxa de esbeltez e excentricidade de carregamento.

É consenso entre os pesquisadores que a resistência à compressão dos componentes, principalmente das unidades, é fator determinante na resistência da parede. Num patamar inferior, mas igualmente importante, estão os fatores ligados a resistência à aderência como a taxa de sucção inicial da unidade, retentividade da água da argamassa e condições de cura.

A qualidade da mão-de-obra é também muito importante, pois há no mercado uma tendência de se construir prédios de alvenaria estrutural da mesma forma que concreto armado, sem qualquer planejamento prévio e com grande desperdício de materiais. Hendry [18] cita que os principais fatores nos quais a mão-de-obra influencia são: elaboração do traço e da mistura da argamassa, preenchimento das juntas, ajuste na taxa de sucção inicial das unidades, perturbação das unidades depois do assentamento, construção de paredes no prumo e com espessuras de juntas adequadas e proteção do trabalho recém acabado das intempéries.

A preparação dos corpos de prova deve ser feita de maneira padronizada. Os blocos são colocados em água por 24 horas, retirado o excesso de água, capeados com uma pasta de cimento e areia e ensaiados. A argamassa é, inicialmente moldada em cilindros de 5cm de diâmetro e 10cm de altura, depois é colocada sob condições especiais de cura por um período de 28 dias e, finalmente, capeada e encaminhada para o ensaio, ver figura 2.7. Para o graute há duas possibilidades: moldá-lo nos furos do bloco de concreto ou cerâmico, mantê-lo sob condições controladas de cura e extrair um corpo de prova cilíndrico com uma serra-copo, ou ainda, moldá-lo usando as paredes externas de quatro blocos como forma e, neste caso, o corpo de prova teria uma forma prismática. Nos dois casos, os resultados são equivalentes. É necessário esclarecer que uma descrição pormenorizada destes ensaios está fora do escopo deste trabalho.

Após a preparação, os corpos de prova são submetidos à compressão uniaxial até a ruptura final. A principal informação extraída deste ensaio é a curva tensão-deformação, ver figura 2.8. As tensões normais são obtidas dividindo-se a carga de compressão P , aplicada pela máquina de ensaio, pela área da seção transversal A deste,

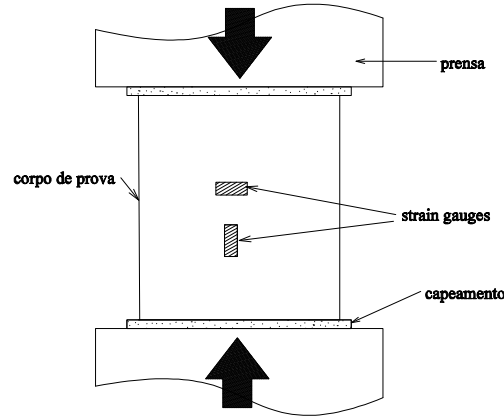


Figura 2.7: *Corpo de prova de um componente da alvenaria, submetido a ensaio de compressão uniaxial*

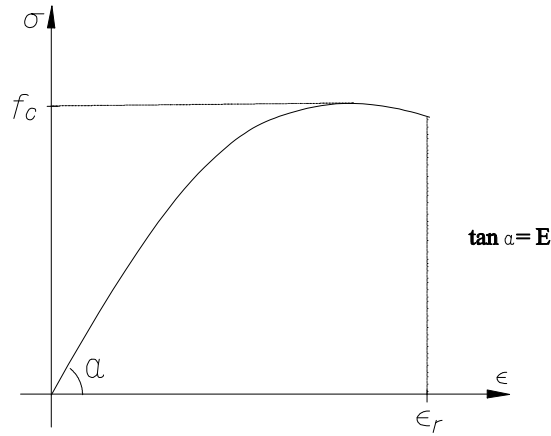


Figura 2.8: *Curva tensão-deformação de um material frágil: propriedades elásticas do material obtidas no ensaio com controle da velocidade de carga*

ou seja,

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (2.1)$$

enquanto que, as deformações específicas longitudinais ϵ podem ser lidas diretamente por meio dos "strain-gauges" ou ainda, obtidas através da relação

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (2.2)$$

onde, ΔL é a variação de comprimento do corpo de prova e L é o comprimento inicial deste. Estas expressões são válidas somente no regime de pequenas deformações. Desse diagrama se pode definir o módulo tangente do material como a derivada da curva em

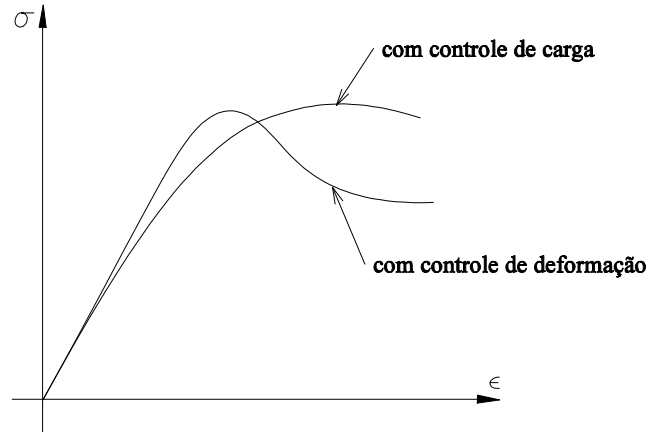


Figura 2.9: *Diagramas tensão-deformação com controle de velocidade de cargas e deformações*

qualquer ponto. Quando este ponto for a origem, o módulo tangente é denominado de módulo de elasticidade longitudinal E e, para um outro ponto qualquer da curva é chamado de módulo de deformação E_t . A resistência à compressão do material f_c , é obtida no ponto de máxima tensão normal e a deformação de ruptura ϵ_r , é considerada uma medida da ductilidade do material.

Se forem dispostos "strain-gauges" na direção transversal a carga de compressão, ver figura 2.7, pode-se determinar o coeficiente de Poisson do material por meio da equação

$$\nu = -\frac{\epsilon_t}{\epsilon} \quad (2.3)$$

onde, ϵ_t é a deformação específica transversal e ν é um número positivo entre 0 e 0,5. O módulo de elasticidade E e o coeficiente de Poisson ν são as duas principais características elásticas dos materiais.

É possível ainda extrair desta curva uma série de informações sobre o comportamento não-linear do material, que pode ser utilizado em um modelo de simulação numérica.

Há dois aspectos importantes que se deve salientar: devido ao atrito entre a prensa e o corpo de prova, não existe um estado de tensão uniaxial em todo o corpo. Este efeito aumenta artificialmente a resistência à compressão e pode ser minimizado utilizando uma relação geométrica adequada no corpo de prova. Outro aspecto é relativo a maneira como o ensaio é conduzido: se com o controle da velocidade de aplicação da carga de compressão ou com o controle da velocidade de deformação. Diagramas obtidos

com o controle da velocidade de carga são os mais comuns, mas não fornecem todos os trechos da curva. Quando se faz o ensaio com o controle da velocidade de deformação a mesma curva passa a apresentar um trecho descendente, como pode ser visto na figura 2.9. Esta última forma de conduzir o ensaio é mais precisa pois consegue captar toda a história de tensões no material.

É raro encontrar na literatura um ensaio realizado com controle da velocidade de deformação porque exige um equipamento mais sofisticado. Todas as informações necessárias para ajustar um modelo matemático complexo serão retiradas dos ensaios convencionais, isto é, com controle da velocidade de carga mesmo que estes diagramas não sejam os mais precisos.

2.5 Ensaio de compressão uniaxial do prisma

Os prismas são confeccionados com duas, três ou mais unidades de alvenaria (tijolos ou blocos) unidos por juntas horizontais e/ou verticais de argamassa. Neste trabalho, *serão estudados apenas os prismas constituídos de três blocos de concreto ou de material cerâmico e duas juntas horizontais de argamassa*, ver figura 2.10.

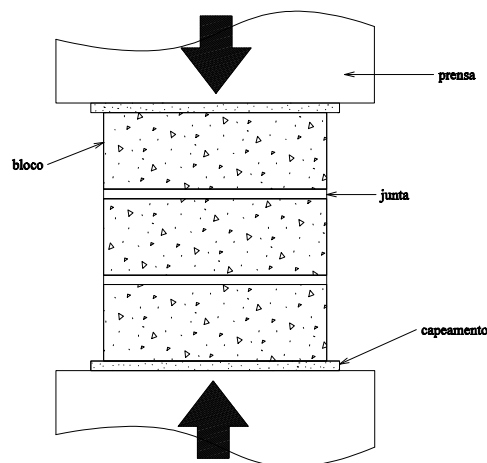


Figura 2.10: *Ensaio de compressão de um prisma constituído por três blocos de concreto ou de material cerâmico e duas juntas horizontais*

O ensaio de compressão uniaxial de prismas é considerado universalmente como a forma mais econômica e confiável de avaliar indiretamente a resistência à compressão da alvenaria. É um ensaio barato e simples, sendo especialmente útil para estudar os diversos fatores que influenciam a resistência à compressão da alvenaria, co-

mo a geometria da unidade, a espessura da junta, a composição da argamassa, o tipo de assentamento, etc...

A partir deste ensaio, é obtido um diagrama de tensão-deformação semelhante ao descrito no item 2.4, cujas propriedades elásticas E e ν podem ser interpretadas como sendo de um material composto, constituído por bloco, argamassa e/ou graute. São de especial interesse a carga e o modo de ruptura do prisma, pois são usados no projeto de alvenaria estrutural. A análise do modo de ruptura serve para, além de validar os resultados experimentais, evitar que alguns modos de ruptura indesejados surjam na parede. Dependendo das propriedades elásticas e da resistência dos componentes, o prisma pode romper de forma explosiva, o que deve ser evitado.

Evidentemente, a distribuição de tensões no prisma não é uniforme, mas sim um estado triaxial de tensões, como pode ser visualizado no prisma grauteado de geometria simplificada da figura 2.11(a). Este estado triaxial de tensões surge devido à diferença entre as propriedades elásticas dos materiais. A distribuição de tensões mostrada na figura 2.11 é válida somente para algumas combinações das propriedades elásticas dos materiais componentes. A argamassa deve ter um módulo de elasticidade menor e um coeficiente de Poisson maior do que do bloco e, ainda, o módulo de elasticidade do graute deve ser maior do que do bloco. Esta combinação de propriedades elásticas é a mais comum na prática. Por exemplo, se a argamassa tiver um módulo de elasticidade maior do que do bloco, estará submetida à tração. Pode-se notar nesta figura que todos

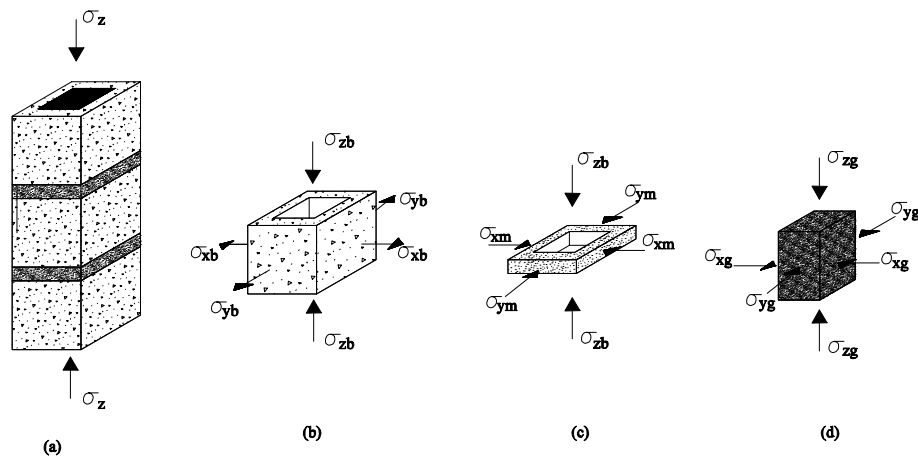


Figura 2.11: Estado de tensões triaxiais no prisma: (a) tensões de compressão devido ao ensaio; (b) tensões no bloco; (c) tensões na argamassa; (d) tensões no graute

os componentes estão comprimidos na direção Z . A diferença de módulo de elasticidade e, principalmente, de coeficiente de Poisson faz com que a argamassa e o graute induzam tensões de tração no bloco, nas direções X e Y , ver figura 2.11(b). Assim, por equilíbrio, tanto a argamassa como o graute devem estar submetidos a tensões de compressão nestas mesmas direções, ver figuras 2.11(c) e 2.11(d).

Os comentários referentes ao atrito entre prensa e corpo de prova e controle de carga ou deformação, feitos no item 2.4, continuam válidos para os prismas. O atrito entre a prensa e o bloco torna a distribuição de tensões mostrada na figura 2.11 bem mais complexa. Quando o prisma possui três ou mais blocos este efeito é minimizado, mas pode ter influência sobre a forma de ruptura.

A fim de melhor compreender os resultados experimentais, apresentar-se-ão os significados de resistência bruta e líquida e fator de eficiência. A resistência à compressão é calculada usando-se a expressão 2.1, tomando-se para P a carga de ruptura do prisma e para a área da seção transversal A , têm-se duas opções: usar a área bruta, sem descontar os furos, ou usar a área real ou líquida. A resistência líquida ou real é usada para se comparar as resistências à compressão de blocos com geometria diferentes, por exemplo, enquanto que a resistência bruta é muito utilizada em projetos de edifícios de alvenaria estrutural.

O fator de eficiência é a razão entre a resistência à compressão da parede pela resistência à compressão da unidade. Este número, normalmente expresso em percentagem, é a medida de quanto a resistência da unidade é “aproveitada” na resistência da parede. O fator de eficiência tende a diminuir com o aumento da resistência da unidades e é maior para blocos do que para tijolos.

Finalmente, é possível se ter duas formas de assentamento da argamassa no bloco: assentamento total ou lateral (face-shell). Para distinguir as duas formas de assentamento é conveniente imaginar o bloco dividido em duas partes: paredes e flanges, ver figura 2.12(a). Quando a argamassa for assentada nas paredes e flanges, tem-se o assentamento total e, quando se colocar argamassa somente nas paredes, tem-se o assentamento lateral, ver figura 2.12(b).

A seguir, descreve-se as pesquisas na área de alvenaria estrutural com o enfoque em prismas sob compressão.

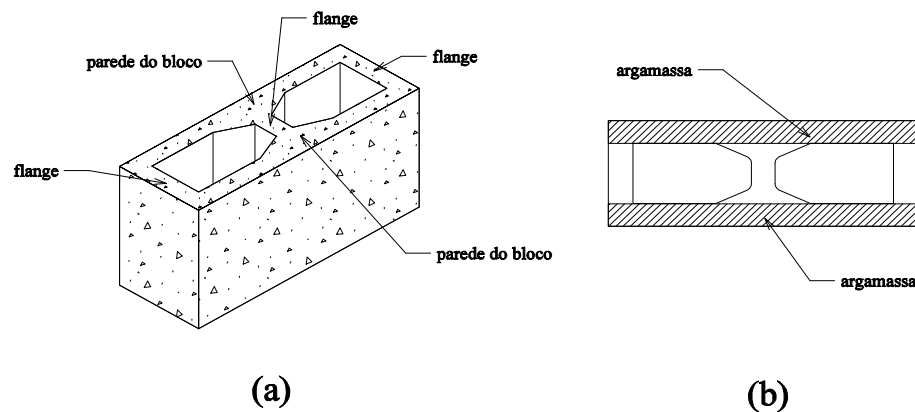


Figura 2.12: *Bloco de concreto em que é mostrado (a) partes do bloco (perspectiva) e (b) face com assentamento parcial de argamassa (face-shell)*

2.6 Pesquisas na área

2.6.1 Introdução

Neste item, é apresentada uma revisão bibliográfica referente as pesquisas experimentais e os modelos computacionais utilizados para avaliar e simular o comportamento de prismas de blocos de concreto ou cerâmico, submetidos à compressão uniaxial. As pesquisas experimentais serão tratadas com pouca ênfase, pois o objetivo deste trabalho é desenvolver um modelo matemático do ensaio de compressão de prismas e, portanto, os dados dos ensaios serão usados para calibrar os modelos numéricos. As dissertações de Mohamad, Mendes e Romagna serão utilizadas como referência para esta calibração. Será dada ênfase aos modelos computacionais utilizados para representar o prisma, assim como nos resultados experimentais que possam validar estes modelos. Pouca ou nenhuma ênfase será dada aos procedimentos de preparação de materiais constituintes, ensaios de caracterização destes materiais e confecção dos corpos de prova, somente quando estes fatores influírem diretamente nos resultados experimentais.

2.6.2 Principais pesquisas experimentais em ensaios de compressão de prismas de blocos

Em 1977, foi apresentado por Hegemier et al. [19] um relatório de uma pesquisa sobre prismas de blocos de concreto e de material cerâmico. Os autores pesquisa-

ram a influência da relação altura/espessura do prisma, espessura da junta, resistência da argamassa, etc... sobre a resistência à compressão do prisma. O controle da velocidade de deslocamentos e a medição de deformações próxima à interface bloco/argamassa são aspectos peculiares deste trabalho. Ainda, é fornecida uma explicação para um tipo de ruptura que ocorre nos blocos dos prismas, quando as paredes dos blocos rompem por tração despreendendo-se em placas. Conforme pode ser visto na figura 2.13(a), tem-se uma junta de argamassa entre as paredes de dois blocos, em corte. Para uma carga de compressão relativamente pequena (30 a 40% da carga de ruptura) forma-se no centro da junta uma região onde a argamassa está confinada, ver área hachuriada da figura 2.13(b). A argamassa nesta região é mais resistente que a localizada nas regiões externas. Quando a carga aumenta seu valor, estas regiões de menor resistência tendem a romper primeiro, induzindo tração nos blocos, conforme figura 2.13(c).

Müller [20], estudou a influência de aditivos na argamassa de assentamento no comportamento mecânico de prismas não-grauteados de blocos de concreto, com ênfase sobre a resistência à compressão e o fator de eficiência. Através da utilização de aditivos, o autor tenta compatibilizar o comportamento mecânico do bloco e da argamassa, com o objetivo de aumentar o fator de eficiência do prisma. Foram utilizados dois tipos de aditivos: sílica ativa e látex polímero EVLC. Constatou-se uma tendência de aumento na resistência à compressão e no módulo de deformação dos primas confeccionados com as argamassas aditivadas com a sílica ativa, sendo que o coeficiente de Poisson não mudou significativamente. Para a argamassa com látex polímero EVLC houve uma tendência de diminuição da resistência à compressão, da resistência à tração e, novamente, o coeficiente de Poisson não sofreu mudanças importantes. Ambos aditivos não alteraram

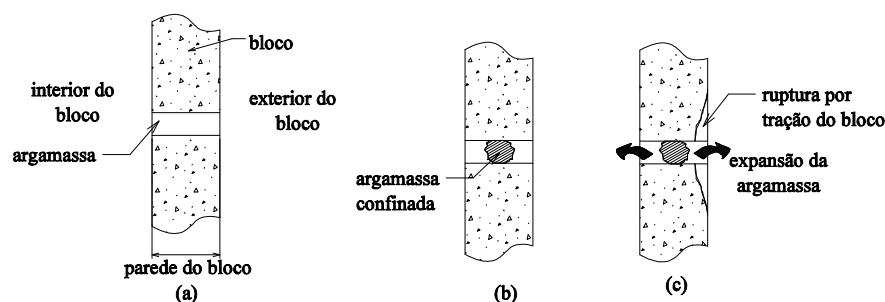


Figura 2.13: *Ruptura das paredes dos blocos por tração: (a) junta de argamassa entre os blocos, (b) argamassa confinada na região central da junta e (c) ruptura por tração dos blocos*

substancialmente a curva tensão-deformação e do fator de eficiência dos prismas.

Os pesquisadores Cheema e Klingner (1986) classificam e nomeiam os cinco tipos de rupturas que podem ocorrer na alvenaria grauteada ou simples de blocos de concreto, sendo transcritas abaixo em ordem decrescente de probabilidade de ocorrência:

1. *Fendilhamento lateral do bloco*: ocorre quando a resistência à tração do bloco é alcançada, é a denominada ruptura por tração no bloco;
2. *Esmagamento da argamassa*: ocorre quando as tensões atuantes na argamassa atingem a resistência à compressão da argamassa confinada;
3. *Esmagamento do bloco*: ocorre quando é atingida a resistência à compressão do bloco;
4. *Fendilhamento da argamassa*: é atingida a resistência à tração da argamassa;
5. *Esmagamento do graute*: ocorre quando as tensões de compressão no graute ultrapassam a resistência à compressão confinada do graute.

Para prismas simples (não-grauteados) com assentamento lateral, Shrive [21] observou-se que os modos de ruptura mais comuns eram:

1. *Fendilhamento lateral do bloco*: ruptura por tração no bloco;
2. *Fissuração das flanges*: ruptura por flexão das flanges, que se comportam como vigas de grande altura. Ocorre quando as tensões de tração nas flanges ultrapassam a resistência à tração do bloco;
3. *Combinação das rupturas anteriores*: é a ruptura mais comum.

Mohamad realizou uma série de ensaios de compressão uniaxial de prismas de blocos de concreto, não grauteados e argamassamento total. Foram utilizados dois tipos de blocos e três ou quatro tipos de argamassa, dependendo do tipo de bloco. Além disso, Mohamad efetuou ensaios de compressão da argamassa com vários níveis de confinamento.

Mendes trabalhou com prismas de blocos cerâmicos simples e grauteados e assentamento total da argamassa. Dois tipos de argamassa e três tipos de graute foram utilizados na pesquisa.

Os ensaios de Romagna utilizaram três tipos de blocos, dois tipos de argamassa, quatro tipos de graute e duas formas de assentamento. A descrição mais detalhada destes trabalhos é encontrado no capítulo 4.

2.6.3 Pesquisas em modelos computacionais e critérios de ruptura usados em prismas

A alvenaria é um material que possui propriedades diferentes em direções distintas, devido à presença das juntas de argamassa que atuam como planos de menor resistência. De maneira geral, a abordagem utilizada no seu modelamento numérico pode ser feito de duas formas: o modelo micro, onde os componentes da alvenaria são representados individualmente e o modelo macro, onde a alvenaria é modelada como um material composto. Assim, dependendo do nível de precisão e sofisticação desejado, é possível, segundo Lourenço [22], seguir as seguintes estratégias de modelamento:

- *modelo micro detalhado*: as unidades da alvenaria, a argamassa e o graute podem ser representados por elementos contínuos, enquanto que a interface unidade/argamassa é modelada por elementos especiais de interface (descontínuos);
- *modelo micro simplificado*: somente as unidades e interfaces são representadas. As unidades são modeladas por elementos contínuos que incorporam a junta da argamassa e a interface é concentrada em elementos de interface;
- *modelo macro*: unidades, argamassa, graute e interface são modelados por um elemento contínuo equivalente, normalmente considerado anisotrópico.

No modelo micro detalhado, o módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e, opcionalmente, as propriedades inelásticas dos materiais constituintes são levadas em consideração na simulação, ver figura 2.14. A interface representa um plano potencial de fissuras com uma rigidez muito pequena, apenas para evitar a interpenetração do contínuo. Isto permite que ações combinadas nas unidades, argamassa, graute e interface possam ser estudadas detalhadamente, ver figura 2.14(b). Na segunda abordagem, cada junta, consistindo de argamassa e duas interfaces unidade/argamassa, é condensada em uma interface média, enquanto que as unidades são expandidas a fim de manter a geometria inalterada. A alvenaria é assim considerada como um conjunto de blocos, normalmente supostos elásticos, cercados por linhas de fissuras potenciais nas juntas,

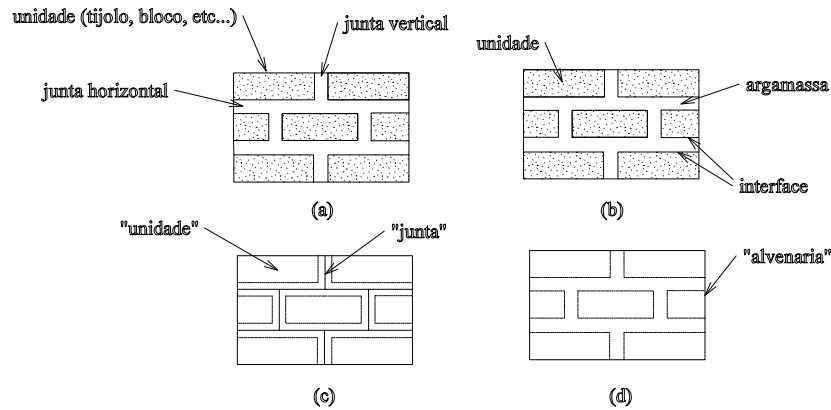


Figura 2.14: *Modelos para alvenaria estrutural: (a) elementos da alvenaria, (b) modelo micro detalhado, (c) modelo micro simplificado, (d) modelo macro, segundo Lourenço*

conforme figura 2.14(c). A terceira abordagem, representada na figura 2.14(d), não há distinção entre as unidades individuais e juntas sendo a alvenaria tratada como um contínuo anisotrópico homogêneo.

Uma estratégia de modelagem não pode ser preterida sobre a outra, pois existem diferentes campos de aplicação para os modelos micro e macro. Os modelos micros são necessários para dar um melhor entendimento do comportamento local de estruturas de alvenaria. Este tipo de modelamento aplica-se principalmente ao detalhamento estrutural, mas também em sistemas de edifícios modernos que utilizam blocos de concreto ou sílico-calcário, onde as aberturas de portas e janelas funcionam como pilares que tem somente uns poucos blocos de tamanho. Como estes pilares provavelmente determinam todo o comportamento da parede, é então preferível o modelamento individual de blocos e juntas.

Modelos macros são aplicáveis quando a estrutura é composta de unidades sólidas com as dimensões suficientemente grandes, comparadas à dimensão da junta, de forma que as tensões possam ser consideradas razoavelmente uniformes. Evidentemente, os modelos macro são orientados na prática para reduzir tempo de processamento, memória e armazenamento de dados, assim como obter uma geração de malha de elementos finitos facilitada. Este tipo de modelamento é mais útil quando se deseja um meio termo entre precisão e eficiência.

Para o desenvolvimento de modelos micro e macro precisos de estruturas de alvenaria, é necessária uma descrição experimental aprofundada do material. Contudo,

do, as propriedades da alvenaria são influenciadas por um grande número de fatores, tais como, dimensões e forma das unidades, arranjo de juntas verticais e horizontais, anisotropia das unidades, qualidade da mão-de-obra, condições de cura e de ambiente, idade e, naturalmente, das propriedades mecânicas dos materiais constituintes. Devido a esta diversidade, somente há poucos anos a comunidade de pesquisadores desta área começou a mostrar interesse em sofisticar os modelos numéricos como oposição às tradicionais regras práticas ou fórmulas empíricas.

Além disso, a obtenção dos dados experimentais que sejam úteis e confiáveis para alimentar os modelos numéricos não tem ocorrido pela falta de comunicação entre as áreas de análise e experimental. O uso de diferentes metodologias, de equipamentos de ensaios e de materiais impedem comparações entre os resultados experimentais, dificultando as conclusões. Como já foi mencionado, é também corrente registrar e medir somente valores de resistências e desprezar as características de deformações. Particularmente, para o regime pós carga máxima ou de amolecimento, pouca ou nenhuma informação relevante está disponível na literatura. O método dos elementos finitos é o mais utilizado para modelar o comportamento estrutural da alvenaria, tanto na área de projeto como na de pesquisa. A popularidade do método é justificada por sua flexibilidade em representar quaisquer geometria, cargas ou condição de contorno aliada a uma implementação computacional relativamente fácil. Há somente algumas exceções, com alguns autores utilizando os métodos dos elementos de contorno e diferenças finitas. Recentemente, novos métodos para simular o comportamento micro dos materiais têm sido aplicados à alvenaria, como o método da malha², mecânica da fratura, Corneau e Shrive [23],[24] e Bocca [25], ou o método que substitui o contínuo por esferas, Beranek e Hobbelman [26],[27],[28]. Estes métodos são usados normalmente para melhorar a representação da propagação de fissuras.

Normalmente, elementos finitos unidimensionais são usados para modelar colunas de alvenaria, armadas ou não, ou paredes carregadas em seu próprio plano, tratadas como pórticos equivalentes. Devido a não disponibilidade de programas eficientes e as limitações da capacidade computacional, os modelos bidimensionais são os populares e podem ser associados à elementos unidimensionais de interface (modelos micro simplificados), ou utilizados como elementos simples com propriedades mecânicas médias (modelos macros), ou ainda como elementos simples em que juntas horizontais e verticais são dissolvidas no contínuo, usando técnicas como subestruturação ou

²Lattice model, em inglês.

homogeneização, ver Lourenço (1996).

Modelar a alvenaria como um contínuo elástico-linear isotrópico é útil somente quando se tem interesse em fazer previsões das deformações em um baixo nível de tensões, mas é inadequado para tensões em níveis mais altos onde ocorre uma redistribuição de tensões significativa devido ao comportamento não-linear dos materiais e às rupturas localizadas. Desta forma, modelos mais refinados foram sendo desenvolvidos para simular os vários tipos de ruptura possíveis de ocorrer na parede: ruptura da aderência na interface unidade/argamassa, ruptura por esmagamento e ruptura por fissuração (tração).

A primeira análise onde as unidades de alvenaria e juntas de argamassa foram representadas separadamente foi efetuada por Smith et al. (1970), citados em Ganesan [29]. Os autores estudaram a distribuição de tensões nas unidades e juntas em paredes sob cargas verticais, considerando a análise elástica.

O modelo micro simplificado foi utilizado por Page [30] para estudar o comportamento de paredes de alvenaria com cargas no plano. A parede foi discretizada por elementos no estado plano de tensões e elementos de interface sobrepostos para simular as juntas de argamassa. Os tijolos foram considerados isotrópicos e elásticos lineares e as juntas foram tratadas com características não-lineares quando submetidos a compressão e cisalhamento. As rupturas locais e por perda de aderência foram incluídas no modelo.

Provavelmente, o modelo mais sofisticado desta fase tenha sido proposto por Dhanasekar [31] e Page et al. , citado em Ali e Page [32]. Este modelo é capaz de reproduzir os efeitos da não-linearidade dos materiais e de uma ruptura localizada progressiva, sendo que os critérios de ruptura foram estabelecidos pela teoria da plasticidade, por meio de ensaios bi-axiais em painéis de alvenaria de tijolos. A alvenaria foi modelada como um contínuo com propriedades médias, com cada elemento finito englobando vários tijolos e juntas, conforme pode ser visualizado na figura 2.14. O efeito das rupturas locais do tijolo e junta é distribuído em todo o elemento finito, sendo esta análise, portanto, indicada para grandes painéis de alvenaria.

Quando a alvenaria está submetida a altos gradientes de tensões, como no caso de cargas concentradas induzidas por vigas, por exemplo, é necessário um modelo que seja capaz de simular a ruptura na unidade, argamassa e interface separadamente com critérios de ruptura específicos para cada um destes elementos. O artigo de Ali e Page (1988) apresenta um método incremental e iterativo para a análise de paredes sob a ação de cargas concentradas. Os autores fazem uso do conceito de amolecimento

(strain softening) para obter uma melhor precisão da carga de ruptura e, principalmente, do modo de ruptura. Provavelmente, este seja o primeiro trabalho que o conceito de amolecimento foi empregado na análise de paredes de alvenaria.

Cheema e Klingner [33], propõem um modelo matemático para prever a carga e o modo de ruptura de prismas de blocos vazados de concreto, grauteados ou simples, podendo ser classificado como um modelo micro detalhado, sem a representação da interface. A análise é considerada elástica linear e os resultados experimentais são utilizados para calibrar o modelo, obtendo-se equações simplificadas que facilitam o cálculo da resistência à compressão e a previsão do modo de ruptura do prisma. A não-linearidade é considerada de forma indireta, por meio do módulo de deformação secante e de um coeficiente de Poisson ajustado para 0,28, tanto para os blocos como para a argamassa. Quanto à distribuição de tensões no bloco, argamassa e juntas, os autores extraíram as seguintes conclusões para os prismas simples:

- próximo da interface bloco/argamassa, as tensões de tração transversais que agem perpendicularmente a parede do bloco são, na média, de três a quatro vezes maiores do que as tensões de tração transversais paralelas à parede do bloco;
- as tensões de tração transversais são mais elevadas no lado externo da flange, na seção intermediária entre as paredes do bloco e, descendo rapidamente para zero, a partir de uma distância de 25 mm medida da interface.
- na junta, tensões de compressão atuam nas duas direções transversais. Tensões perpendiculares as paredes do prisma são menores do que as tensões paralelas a estas e são duas vezes maiores no topo do que no meio da junta;

Para prismas grauteados os autores concluem que:

- as tensões de compressão verticais variam muito pouco no bloco e no graute, em regiões afastadas das juntas. Próximo às juntas, esta variação pode chegar até a 70%;
- as tensões de tração transversais no bloco são aproximadamente iguais, em ambas as direções da interface, por causa da expansão lateral do graute e da argamassa;
- tensões de tração transversais perpendiculares às paredes diminuem a zero no intervalo de cerca de 25 mm a partir das interfaces. Tensões de tração paralelas às

paredes do bloco são mais altas próxima a interface, descendo gradualmente para tensões uniformes, não-nulas, quando se afasta da interface;

- tensões de compressão transversais na argamassa são aproximadamente iguais, em ambas as direções, e são maiores nas interfaces;
- tensões de compressão transversais no graute são mais elevadas no nível das juntas.

Como críticas a este modelo, pode-se destacar:

- para aproveitar as condições de simetria do problema, a malha de elementos finitos utilizadas pelos autores representa somente um oitavo do prisma. Como o prisma tem somente dois blocos, as condições de contorno de simetria são aplicadas no meio da junta de argamassa o que resulta em uma perturbação das tensões nesta região.
- as condições de contorno do prisma não foram representadas de forma suficientemente refinadas para que se possa considerar a distribuição das tensões descritas pelos autores como precisas. Por exemplo, o atrito entre o prisma e a prensa não foi modelado, e sabe-se que a distribuição de tensões no prisma é muito sensível às condições de contorno.
- os autores desenvolveram um modelo para prismas constituídos de dois blocos e uma junta de argamassa, sendo, portanto, sua aplicação restrita a este tipo de prisma. A utilização de coeficientes de correção para converter os resultados para prismas de três blocos não é confiável, segundo Hegemier et al., tendo seu campo de aplicação limitado a casos especiais, devido a metodologia empregada na obtenção destes coeficientes.
- nenhum parâmetro plástico, que represente as complexas relações constitutivas dos materiais, foi utilizado no modelo. Somente as propriedades elásticas (E e ν) e as resistências à compressão e tração dos materiais foram consideradas. Além disto, como o modelo é elástico linear, não é possível representar a redistribuição de tensões quando ocorrem rupturas localizadas.

Um modelo não-linear para prismas com três blocos foi proposto por Fahmy e Ghoneim [34]. Os autores usam o programa comercial UNSYS para analisar prismas simples e grauteados, com as seguintes hipóteses:

- na discretização do prisma, é considerado que as paredes e flanges dos blocos tenham espessuras constantes, sendo que foi tomada a espessura mínima. O assentamento da argamassa foi considerado total e a aderência entre o bloco e argamassa é considerada perfeita;
- as equações constitutivas dos materiais são aproximadas por retas e o critério de plasticidade é estabelecido em função da resistência à compressão f_c , e a resistência à tração f_t . Se esta condição é satisfeita e houver alguma tensão principal de tração, o material fissura em um plano normal a direção desta tensão principal. O esmagamento ocorrerá quando o critério de plasticidade for satisfeito e todas as tensões principais forem de compressão. Foi utilizado o modelo de fissuras distribuídas com o ajuste das propriedades do material sendo feito pela introdução de planos de menor resistência na direção normal a superfície da fissura.

Os autores fazem uma avaliação detalhada da distribuição de tensões no prisma. Entretanto, sabe-se que modelos bidimensionais têm limitações quanto a representação do campo de tensões. O modelamento bidimensional induz a um confinamento das tensões no corpo, conduzindo a um valor de carga de ruptura superestimado e alteração no modo de ruptura do corpo. Deste modo, o modelamento tridimensional é, em muitos casos, indispensável. Por exemplo, em paredes que não sejam planas ou para carregamentos excêntricos ou laterais ou para estudar a interação laje/parede. Além disto, a análise tridimensional é essencial para a alvenaria de blocos vazados de concreto ou cerâmico, pois é necessário considerar a influência dos vazios do bloco.

O modelo de fissuração distribuída foi utilizado por Ibrahim e Suter [35] para estudar o comportamento de paredes de contraventamento armadas constituídas por blocos de concreto. O método dos elementos finitos é utilizado para implementar uma análise não-linear, através do programa computacional comercial ADINA, para obter a resposta da estrutura e, principalmente, o comportamento pós-ruptura da parede. A teoria usada no programa computacional foi desenvolvida por Vecchio e Collins (1986) e concluiu-se que o comportamento mecânico da parede é muito semelhante ao concreto armado e que o modelo de fissuras distribuídas com rotações fornece bons resultados. Estes resultados, segundo os autores, estão muito próximo aos fornecidos pelo modelo de plasticidade criado por Lotfi e Shing.

Foi desenvolvido por Sayed-Ahmed e Shrive [36], um modelo de análise elasto-plástica pelo método dos elementos finitos para prismas de blocos de concreto com

assentamento lateral. Os autores efetuam uma análise tridimensional, utilizando um elemento finito isoparamétrico de casca de 8 nós, considerando a não-linearidade física e geométrica. O critério de Drucker-Prager e um modelo de fissuração discreta foram usados na implementação da não-linearidade física e para o controle do processo de cargas foram utilizados uma combinação de um método incremental e iterativo, baseado no método do arco, ver capítulo 3. A solução do sistema não-linear foi efetuada pelo método de Newton-Raphson convencional com incremento de carga adaptativo. As principais conclusões dos autores foram:

- um modelo tridimensional é essencial para poder prescrever o início da ruptura;
- na análise linear, foi necessário uma malha de elementos finitos densa para assegurar uma precisão adequada;
- mesmo com uma malha de elementos finitos densa o modelo não-linear não foi capaz de oferecer a solução problema, pois precisava de uma demanda computacional muito elevada e foi instável para modelar o mecanismo de ruptura do prisma;
- a utilização de elementos finitos de cascas com graus de liberdade de rotações, facilitou a representação do fendilhamento da flange. A espessura variável das paredes dos blocos foi representada, de maneira simplificada, e chegou-se a conclusão que tem pouca influência nos resultados;

O modelo de fissuração discreta utilizado por Shrive induz o aparecimento de fissuras nas flanges, pois foi colocado um plano de menor resistência no bloco;

É interessante notar que a geometria dos prismas modelados por Shrive é constituída por meios blocos e, portanto, os seus resultados não podem ser diretamente comparados com os prismas convencionais.

A pesquisadora La Rovere [37] estudou prismas de blocos de concreto, simples e grauteados, pelo método dos elementos finitos. Foi efetuada uma análise elástica-linear para determinar a influência da altura do prisma, os efeitos da restrição das placas da prensa e a importância das propriedades mecânicas dos componentes no estado de tensões no corpo. As principais conclusões foram: o prisma de dois blocos não é representativo do ensaio de compressão uniaxial, sendo necessário pelo menos três blocos. A rigidez da placa da prensa influencia nas tensões e dever ter pelo menos 5cm para que se possa considerar as tensões uniformes no topo do prisma. Variou-se as propriedades

das argamassas e não se encontrou mudanças significativa no comportamento dos prismas. Especificamente quanto à variação das propriedades do graute, não foi possível tirar conclusões por meio de uma análise elástica-linear.

2.6.4 Modelos usados na aderência

Para a alvenaria trabalhar satisfatoriamente, é essencial que uma determinada aderência mínima entre a unidade de alvenaria e a argamassa seja atingida. Segundo Gallegos [14], os fatores que influenciam na aderência são:

- taxa de sucção inicial da unidade;
- retenção da água na argamassa;
- traço e aditivos da argamassa;
- métodos de assentamentos (mão-de-obra).

A resistência de aderência é dividida em uma parcela química e outra mecânica, sendo alcançada, preponderantemente, segundo Lawrence e Page [38] pela cristalização dos produtos cimentícios nos poros da unidade próximo a interface unidade/argamassa.

No estudo da aderência, há dois enfoques principais:

- *micro*: examina detalhes da interface unidade/argamassa usando técnicas experimentais, como por exemplo, a microscopia eletrônica;
- *macro*: ensaios em laboratórios e ensaios in situ para avaliar a influência dos vários parâmetros que afetam a aderência.

Um conhecimento aprofundado da microestrutura da interface unidade/argamassa é, conforme Lawrence e Cao [39], essencial para avaliar a resistência de aderência. Estes autores chegaram a conclusão que a interface é afetada principalmente pela composição da argamassa e condições do tijolo. A adição de cal na argamassa melhora sensivelmente a extensão da aderência, mas também aumenta a demanda de água pela argamassa. O ar incorporado à argamassa enfraquece a interface deteriorando a resistência de aderência.

No modelamento teórico da aderência, os critérios de ruptura mais utilizados são o de Mohr, Mohr-Coulomb e Lenczner. Destes, o critério de Mohr-Coulomb é, sem

<i>Tipo</i> <i>tijolo</i>	<i>Tipo</i> <i>argamassa</i>	τ_o (N/mm ²)	μ	σ_c (N/mm ²)
5	1:1:6	0,54	0,70	0,00
5	1:1:6	0,54	0,70	0,40
5	1:1:6	0,54	0,70	0,69
5	1:1:6	0,54	0,70	1,20
5	1: $\frac{1}{2}$:5	0,88	0,85	0,00
5	1: $\frac{1}{2}$:5	0,88	0,85	0,40
5	1: $\frac{1}{2}$:5	0,88	0,85	0,69
5	1: $\frac{1}{2}$:5	0,88	0,85	1,20
5	1: $\frac{1}{4}$:3	1,11	0,40	0,00
5	1: $\frac{1}{4}$:3	1,11	0,40	0,40
5	1: $\frac{1}{4}$:3	1,11	0,40	0,69
5	1: $\frac{1}{4}$:3	1,11	0,40	1,20

Tabela 2.1: Valores experimentais de coesão e ângulo de atrito interno, reprodução parcial da tabela 4 de Khalaf e Naysmith (1994)

dúvida, o mais popular. Vários pesquisadores, como Roman [40], Roman e Sinha [41] e Khalaf [42] ajustam os resultados experimentais ao critério de Mohr-Coulomb, com boa precisão.

Há várias pesquisas para determinar a resistência ao cisalhamento de juntas de alvenaria. Neste trabalho, usou-se como referência o trabalho de Khalaf e Naysmith (1994) para se ter valores de coesão e do ângulo de atrito interno, para alvenaria de tijolos cerâmicos. Para a alvenaria de blocos de concreto o trabalho de Roman (1989) e Roman e Sinha (1994) foi tomado como referência.

As tabelas 2.1 e 2.2 abaixo reproduzem parcialmente os resultados destes autores. Na tabela 2.1 foram extraídas somente as propriedades do tipo de tijolo com uma resistência à compressão compatível com a do bloco cerâmico utilizado por Mendes. As argamassas 1:1:6, 1: $\frac{1}{2}$:5 e 1: $\frac{1}{4}$:3 usadas pelos autores são as recomendadas pela norma BS 5628 e têm resistências à compressão de 7,5, 10,6 e 23,6 MPa, respectivamente. É mostrada na tabela 2.2, a resistência ao cisalhamento e a pré-compressão para corpos de prova construídos com blocos de concreto e argamassa com traço de 1:2:6 (cimento: cal: areia). O bloco de concreto tem uma resistência à compressão de 6,56 MPa, enquanto que a argamassa tem 5,90 MPa de resistência.

<i>Pré compressão (N/mm²)</i>	<i>Resistência cisalhamento (N/mm²)</i>	<i>Ruptura</i>
0,00	0,55	junta
0,88	0,90	junta
1,54	0,87	junta
2,92	1,40	junta
6,13	1,42	bloco

Tabela 2.2: Resultados experimentais parciais da resistência ao cisalhamento, extraído da tabela 1 de Roman e Sinha (1994)

2.7 Comentários sobre as pesquisas teóricas em prismas de blocos

Poucos pesquisadores implementaram uma análise não-linear. A maioria dos autores analisa o prisma considerando o material como elástico-linear e, no máximo, ajustam as propriedades elásticas dos componentes do prisma aos resultados experimentais. É comum, por exemplo, ajustar o valor do coeficiente de Poisson da argamassa, que na realidade é variável ao longo do processo de carga, para o modelo teórico apresentar os resultados desejados.

As propriedades plásticas dos materiais não são, na maioria dos casos, determinadas experimentalmente. Faz-se um ajuste destas propriedades aos resultados experimentais. A análise não-linear de prismas tem sido efetuada de forma simplificada. Nenhum pesquisador, exceto Shrive (1996), considerou que as resistências à compressão do concreto e argamassa sejam sensíveis à pressão, por exemplo.

O atrito entre o bloco e a prensa foi tratado de maneira simplificada e a interface bloco/argamassa nunca teve uma discretização especial.

Portanto, encontra-se nesta área um campo inexplorado para pesquisas. A sofisticação dos modelos matemáticos aplicados à representação do ensaio de compressão uniaxial de prismas de blocos pode trazer uma contribuição para esta área.

Capítulo 3

Modelos computacionais de alvenaria estrutural

3.1 Introdução

É amplamente reconhecida a importância de desenvolver ferramentas computacionais sofisticadas capazes de prever o comportamento da estrutura desde o estágio linear até a completa perda de resistência. Com as informações fornecidas por estas ferramentas, *denominadas de resposta da estrutura*, é possível então conhecer a capacidade de carga (última) da estrutura, controlar os estados limites de utilização, entender completamente os mecanismos de ruptura, inclusive o comportamento de pós-ruptura, e avaliar o nível de segurança global da estrutura. Assim, o modelo matemático empregado deve ser capaz de simular o meio contínuo em toda sua complexidade, as restrições ao deslocamento em certas regiões da estrutura (condições de contorno), as cargas aplicadas, as mudanças nas propriedades dos materiais ao longo do processo de carga e também as interfaces entre os diferentes materiais.

Especificamente para materiais frágeis, o comportamento estrutural torna-se ainda mais complexo devido a uma série de fenômenos tais como a formação de fissuras, ruptura por esmagamento, deformação lenta e retração dos materiais cimentícios e a interação entre os diferentes materiais. Consequentemente, a análise resulta altamente não-linear e, portanto, para se obter uma resposta estrutural confiável o modelo computacional empregado deve ser capaz de representar todos estes mecanismos interagindo.

De maneira geral, é possível distinguir três tipos de não-linearidades:

- não-linearidade geométrica;

- não-linearidade física ou do material;
- não-linearidade de contato.

A não-linearidade geométrica ocorre sempre que os deslocamentos e/ou deformações sejam suficientemente significativos para que a configuração inicial não possa mais ser utilizada para exprimir as condições de equilíbrio e compatibilidade. Um exemplo simples é o de um pilar sujeito à uma carga excêntrica, ou viga-coluna, onde os momentos fletores dependem da configuração deformada do pilar. Admite-se neste trabalho, que os deslocamentos e/ou deformações são pequenos o suficiente para que a diferença entre a configuração inicial e deformada seja desprezível. Esta hipótese é razoável, pois os materiais frágeis (concreto, argamassa e graute) se deformam muito pouco durante o processo de carga. *Portanto, a não-linearidade geométrica será desprezada.*

A não-linearidade física ou do material é a mais comum e ocorre quando as leis constitutivas (ou diagramas tensão-deformação) dos materiais são não-lineares, conforme figura 3.1. Neste tipo de não-linearidade é possível ter muitas subdivisões: a teoria da plasticidade, onde as leis constitutivas não-lineares são levadas em conta; a viscoplasticidade onde além das leis constitutivas não-lineares as propriedades mecânicas dos materiais dependem do tempo; materiais hiperelásticos, como a borracha, por exemplo, e modelos que representam a baixa resistência à tração dos materiais frágeis por meio de rupturas localizadas no corpo (fissuras), como os modelos de fissuração distribuídas e discreta.

Neste trabalho, a teoria da plasticidade será utilizada para modelar o comportamento não-linear dos materiais (ver capítulo 4), quando comprimidos. Para combinações de tensões que resultem em tração será utilizado um modelo de fissuração

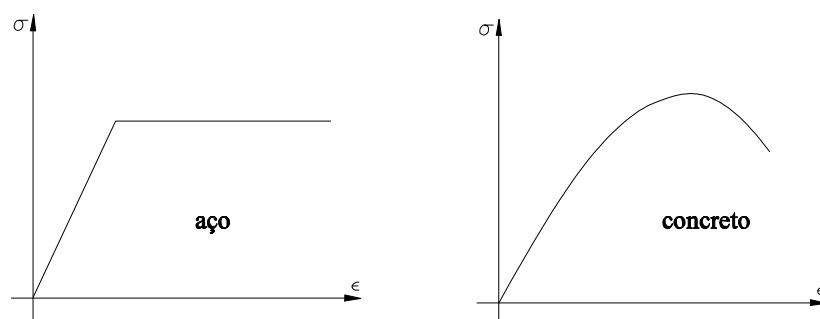


Figura 3.1: *Leis constitutivas simplificadas para o aço e o concreto*

distribuída, já que a teoria da plasticidade não consegue obter bons resultados para materiais frágeis sob tração.

Finalmente, quando as alterações das condições de contorno ou de aplicação de cargas são suficientes para mudar significativamente o estado de tensões no corpo, tem-se a não-linearidade de contato. Este efeito é, normalmente, desprezado.

A simulação numérica do ensaio de compressão uniaxial de prismas, ou outro material frágil, é sempre de interesse prático pois este tipo de ensaio é muito popular

Para efetuar a análise não-linear são necessárias realizar as seguintes etapas:

- *coordenadas nodais*: a partir de um sistema de referência arbitrado, deve-se fornecer as coordenadas de todos os nós da estrutura;
- *conetividade do elemento*: definir os nós que compõem os elementos da estrutura. As coordenadas nodais e as conetividades formam a denominada malha de elementos finitos;
- *cargas nodais ou nos elementos*: representar ação de um corpo sobre o outro;
- *condições de contorno (apoios)*: restringir alguns deslocamentos em determinados nós da estrutura, representando novamente a ação de um corpo sobre o outro.
- *propriedades dos materiais*: definir as propriedades mecânicas elásticas e/ou plásticas dos materiais. As etapas anteriores, onde se definiu a malha de elementos finitos, propriedades dos materiais, cargas e condições de contorno são chamadas genericamente de pré-processamento;
- *análise*: é feita a montagem da matriz de rigidez dos elementos e da estrutura, formando um sistema de equações lineares ou não-lineares. Normalmente, na etapa de análise é considerada a determinação das incógnitas do problema. No caso de uma análise não-linear, há uma série de técnicas e métodos para controlar o processo;
- *resultados da análise*: os deslocamentos nodais são as incógnitas básicas do problema. Tensões, deformações, fissuras, etc...são determinadas posteriormente a partir dos deslocamentos nodais. Esta etapa é conhecida como pós-processamento.

Quando se efetua uma análise não-linear física ou do material, as etapas envolvendo a definição das propriedades dos materiais e a análise são iterativas, isto é,

são feitas várias análises lineares corrigidas até que os resultados alcancem uma certa precisão. É, portanto, um processo bem mais demorado do que a análise elástica-linear.

Toda a teoria utilizada na implementação do modelo numérico, como a teoria da plasticidade, modelo de fissuração distribuída, comportamento de interface e métodos para controle do processo não-linear foi extraída dos manuais do programa computacional DIANA [43],[44],[45],[46],[47]. A fim de tornar mais clara estas teorias, foram utilizados outras referências bibliográficas onde estes assuntos foram abordados de forma mais detalhada, como a tese de Lourenço (1996) e a dissertação de Feenstra (1993), além de vários outros artigos publicados por Lourenço entre 1994 e 1997 [48],[49],[50],[51] [52],[53].

O principal objetivo deste capítulo é apresentar as principais características do modelamento de alvenaria estrutural, mostrando as diferenças entre os modelos micro e macro, aspectos peculiares da simulação e quais as propriedades dos materiais serão utilizadas no programa computacional. É descrito o método dos elementos finitos, a teoria da plasticidade, o modelo de fissuração distribuída, o comportamento das interfaces, e os procedimentos para a solução do contínuo não-linear. As expressões mostradas aplicam-se para corpos tridimensionais, situação admitida em todos os corpos desta tese.

3.2 Método dos elementos finitos

Atualmente, o método dos elementos finitos é uma parte importante e indispensável em projetos de engenharia. Devido a sua confiabilidade, flexibilidade e relativa facilidade de implementação computacional, o método é empregado extensivamente na análise de sólidos e estruturas, transferência de calor e fluidos, etc..., sendo útil em praticamente todos os campos da engenharia.

Neste estudo, o método dos elementos finitos será adotado para modelar o comportamento das estruturas. No método dos elementos finitos, com um campo de deslocamentos arbitrado, o domínio da solução de volume V , é subdividido em um número finito de elementos de volume V_e conectados apenas pelos pontos nodais localizados no contorno destes elementos. Estes elementos têm uma geometria simples o suficiente para que as relações entre as forças e os deslocamentos nodais possam ser facilmente deduzidos. Desta forma, a solução é discretizada e representada por uma associação de elementos dispostos segundo uma determinada topologia, resultando em

um sistema de equações lineares ou não-lineares, dependendo do problema, que descreve o equilíbrio da estrutura e que precisa ser resolvido para se obter os deslocamentos nodais. Estes deslocamentos do corpo são as incógnitas do problema e são aproximados por funções contínuas expressas em termos de variáveis nodais. Estas funções contínuas sobre cada elemento finito são chamadas de funções de interpolação ou funções de forma e escolhê-las adequadamente é fundamental para a precisão da análise, ver Bathe [54], Zienckiewicz e Taylor [55],[56] e Hughes [57].

Em problemas estruturais, a maneira mais simples de representar as equações de equilíbrio de um corpo tridimensional V é através do princípio dos deslocamentos virtuais, veja Bathe (1996). Este princípio estabelece que uma estrutura está em equilíbrio sob um carregamento qualquer se, para qualquer deslocamento virtual compatível, o trabalho virtual é igual a energia de deformação virtual. A equação do trabalho virtual pode ser escrita como

$$\int_V \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dV = \int_V \delta \mathbf{u}^T \mathbf{b} dV + \int_{S_t} \delta \mathbf{u}^T \bar{\mathbf{t}} dS \quad (3.1)$$

onde $\delta \mathbf{u}$ e $\delta \boldsymbol{\varepsilon}$ são os vetores de incrementos de deslocamentos e deformações virtuais, respectivamente, e formam um conjunto compatível de deformações; \mathbf{b} e $\bar{\mathbf{t}}$ são vetores de forças de volume e cargas de superfície que atuam em V e S_t , respectivamente, $\boldsymbol{\sigma}$ é o vetor de tensões que junto com \mathbf{b} e $\bar{\mathbf{t}}$ e formam um conjunto equilibrado e, finalmente, \mathbf{u} é o vetor de deslocamentos do corpo. O superíndice T denota vetor ou matriz transposta.

Os deslocamentos de um ponto particular (x, y, z) do corpo são supostos serem funções contínuas \mathbf{u}_c , expressas em termos de variáveis discretas nos pontos nodais $\bar{\mathbf{u}}$, e são aproximadas por

$$\mathbf{u}_c(x, y, z) \cong \bar{\mathbf{u}}(x, y, z) = \mathbf{N}(x, y, z) \mathbf{u} \quad (3.2)$$

sendo que \mathbf{N} é a matriz de interpolação de deslocamentos e \mathbf{u} é o vetor de variáveis nodais, tais como as componentes de deslocamentos e rotações. A matriz de interpolação \mathbf{N} contém as funções de interpolação ou de forma em termos das variáveis independentes, como as coordenadas, por exemplo, e são localmente definidas para os elementos individuais.

O vetor de deformações linearizadas $\boldsymbol{\varepsilon}$, supondo a hipótese de pequenos deslocamentos, é definido por

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial \mathbf{x}} + \frac{\partial \mathbf{u}^T}{\partial \mathbf{x}} \right) = \mathbf{L} \mathbf{u} \quad (3.3)$$

onde \mathbf{L} é uma matriz de operadores diferenciais lineares simétricos, definindo um campo de deformações compatíveis na configuração \mathbf{x} .

O campo de deslocamentos pode ser escrito como uma função do vetor de deslocamentos \mathbf{u} por

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{L}\bar{\mathbf{u}} = \mathbf{L}\mathbf{N}\mathbf{u} = \mathbf{B}\mathbf{u} \quad (3.4)$$

onde a matriz \mathbf{B} define a relação deformação-deslocamento para um ponto particular e é chamada de matriz diferencial. Admitindo-se um comportamento elástico-linear, a relação tensão-deformação num ponto do corpo tridimensional pode ser escrita na forma

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_0) + \boldsymbol{\sigma}_0 \quad (3.5)$$

onde a matriz \mathbf{D} é a matriz constitutiva e é uma função das propriedades elásticas do material como o módulo de elasticidade E e do coeficiente de Poisson ν . O vetor $\boldsymbol{\varepsilon}_0$ denota as deformações iniciais e o vetor $\boldsymbol{\sigma}_0$ contém as tensões residuais no corpo.

Substituindo as equações (3.2), (3.4) e (3.5) na expressão do trabalho virtual, eq. 3.1, e simplificando, chega-se a:

$$\left(\int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \, dV \right) \mathbf{u} = \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{b} \, dV - \int_{S_t} \mathbf{N}^T \bar{\mathbf{t}} \, dS \quad (3.6)$$

ou de forma simplificada

$$\mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (3.7)$$

onde

$$\mathbf{K} = \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \, dV \quad (3.8)$$

é a matriz de rigidez do corpo, \mathbf{u} é o vetor de incógnitas de deslocamentos nodais e \mathbf{f} é o vetor de ações nodais consistente (equivalente a cargas distribuídas nos elementos) dados por

$$\mathbf{f} = \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{b} \, dV - \int_{S_t} \mathbf{N}^T \bar{\mathbf{t}} \, dS. \quad (3.9)$$

A equação de equilíbrio (3.6) não garante que o equilíbrio seja satisfeito em todos os pontos do corpo, mas assegura o equilíbrio de forma média. Como o corpo foi discretizado em um número n_e de elementos, a eq. (3.6) pode ser reescrita como

$$\sum_{e=1}^{e=n_e} \left(\int_{V_e} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \, dV \right) \mathbf{u} = \sum_{e=1}^{e=n_e} \int_{V_e} \mathbf{N}^T \mathbf{b} \, dV - \sum_{e=1}^{e=n_e} \int_{S_e} \mathbf{N}^T \bar{\mathbf{t}} \, dS \quad (3.10)$$

onde o símbolo de somatória leva em consideração a forma de associação dos elementos, ou seja, a topologia da malha.

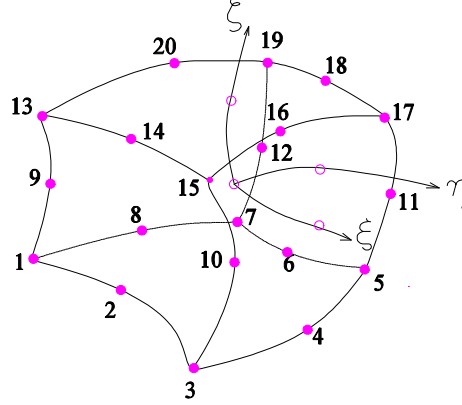


Figura 3.2: *Elemento finito de 20 nós, quadrático tridimensional*

3.2.1 Elemento finito tridimensional de 20 nós

Para a discretização do meio contínuo, adotou-se um elemento finito tridimensional de 20 nós, com formulação isoparamétrica. Está baseado em interpolações quadráticas e integração de Gauss, ver figura 3.2. Os polinômios que expressam as translações u_{xyz} podem ser escritos como

$$\begin{aligned}
 u_i(\xi, \eta, \varsigma) = & a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\varsigma + a_4\xi\eta + a_5\eta\varsigma + \\
 & a_6\xi\varsigma + a_7\xi^2 + a_8\eta^2 + a_9\varsigma^2 + a_{10}\xi\eta\varsigma + a_{11}\xi^2\eta + \\
 & a_{12}\xi^2\varsigma + a_{13}\xi\eta^2 + a_{14}\xi\varsigma^2 + a_{15}\eta\varsigma^2 + a_{16}\eta\varsigma^2 + \\
 & a_{17}\xi^2\eta\varsigma + a_{18}\xi\eta^2\varsigma + a_{19}\xi\eta\varsigma^2
 \end{aligned} \tag{3.11}$$

Tipicamente, um elemento tridimensional regular (brick element) representa a distribuição de deformações e tensões sobre o volume do elemento. A deformação ε_{xx} e a tensão σ_{xx} variam linearmente na direção x e quadraticamente nas direções y e na direção z . A deformação ε_{yy} e a tensão σ_{yy} variam linearmente na direção y e quadraticamente nas direções x e na direção z . A deformação ε_{zz} e a tensão σ_{zz} variam linearmente na direção z e quadraticamente nas direções x e na direção y . A integração numérica de Gauss, com 3x3x3 pontos, é admitida como padrão. A integração com 2x2x2 pontos produz tensões ótimas nestes pontos de integração e é suficiente para ser aprovada no “patch test”.

3.2.2 Elemento finito de tridimensional de interface

Para modelar descontinuidades geométricas ou de materiais, como por exemplo, fissuras no concreto, juntas de alvenaria e a aderência entre a armadura e o concreto, é conveniente utilizar elementos de interface.

Este elemento de interface é utilizado entre dois planos em uma configuração tridimensional, conforme figura 3.3. Os elementos de interface relacionam as forças que estão agindo na interface \mathbf{t} , com os deslocamentos relativos $\Delta \mathbf{u}$ dos dois lados da interface. Eixos locais nts na superfície com n perpendicular ao plano tangente e t e s no

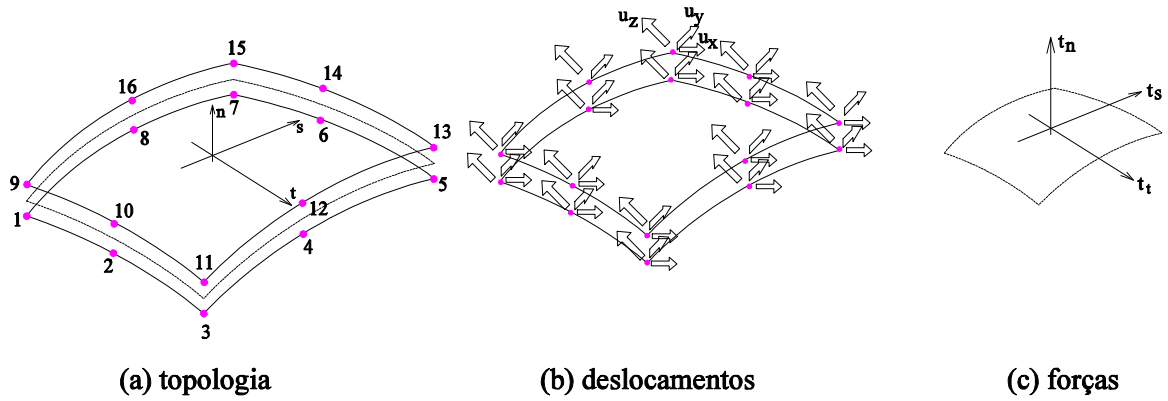


Figura 3.3: *Elemento finito de interface de 8 nós, quadrático tridimensional*

plano tangente. O elemento é baseado na interpolação quadrática, sendo que o esquema padrão de integração usa 3x3 pontos de integração. Opcionalmente, estão disponíveis esquemas de integração de Lobatto ou Newton-Cotes.

As variáveis básicas na formulação do elemento são os deslocamentos nodais \mathbf{u} , os deslocamentos relativos $\Delta \mathbf{u}$ e as forças \mathbf{t} , conforme expressões a seguir

$$\mathbf{u}_e = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{Bmatrix} \quad \Delta \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_s \\ \Delta u_t \end{Bmatrix} \quad \mathbf{t} = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

A relação constitutiva entre o vetor de forças e o vetor de deslocamentos relativos é dada por

$$\begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_n & 0 & 0 \\ 0 & k_s & 0 \\ 0 & 0 & k_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_s \\ \Delta u_t \end{Bmatrix} \quad (3.13)$$

onde k_n , k_s e k_t são valores inicialmente altos para modelar a continuidade geométrica no início do carregamento.

3.3 Teoria da plasticidade

3.3.1 Introdução

A teoria matemática da elasticidade tem como uma das suas premissas básicas a relação elástica linear entre tensões e deformações de um material suposto ideal. Esta hipótese é largamente usada na prática rotineira da engenharia para estimar as tensões e deformações em materiais reais, sendo estes resultados válidos apenas para tensões abaixo de uma fração da tensão de escoamento ou ruptura do material.

Uma estrutura real é um corpo de geometria muito complexa com um estado de tensões muito complicado. Portanto, um cálculo simplificado baseado na teoria da elasticidade é incapaz de modelar a concentração de tensões, tensões iniciais desconhecidas, tensões secundárias e redistribuições de tensões devido as descontinuidades inerentes à estrutura.

A teoria da plasticidade é uma extensão da teoria da elasticidade e tem como objetivo a análise de tensões e deformações nos regimes elástico e elastoplástico, fornecendo uma resposta estrutural mais realista, ver Chen e Han [58], Kashanov [59], Hill [60]. Segundo os pesquisadores da área, em sua formulação clássica a teoria da plasticidade não fornece bons resultados quando aplicada a materiais frágeis, principalmente no comportamento de pós-ruptura. Como foi originalmente formulada para materiais dúcteis, o controle dos pontos “plastificados” e a avaliação da rigidez em regiões tracionadas é pouco precisa para este tipo de material.

Para a teoria clássica da plasticidade, a resposta completa da estrutura é calculada usando uma análise incremental na qual a carga total é aplicada em um certo número de etapas e, uma variável tempo t é introduzida para descrever convenientemente o regime de cargas e deslocamentos na estrutura. O conceito de tempo é usado meramente para ordenar a seqüência de eventos, sendo que um comportamento independente do tempo será admitido neste estudo. Admite-se que na etapa n o equilíbrio da estrutura é satisfeito e que um novo incremento de carga seja aplicado na etapa $n + 1$. As equações de equilíbrio precisam ser resolvidas na etapa $n + 1$.

Atualmente, é comum a teoria da plasticidade ser utilizada associada com

modelos de fissuração distribuída, onde são introduzidos os conceitos de mecânica da fratura e a teoria do dano para se obter melhores resultados no comportamento de pós-ruptura.

3.3.2 Hipóteses básicas

A teoria clássica da plasticidade admite em sua formulação uma série de hipóteses básicas. Estas hipóteses são utilizadas no desenvolvimento e implementação da teoria nos problemas práticos.

Aditividade das deformações

No contexto de pequenas deformações, pode-se fazer a hipótese da decomposição da deformação total em uma parcela elástica, ou reversível, e em outra parcela plástica, ou irreversível, na forma

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.14)$$

onde ε é a deformação total, ε^e é a deformação elástica e ε^p é a deformação plástica.

As tensões totais σ , em um determinado tempo t , não podem ser modeladas apenas como uma função das deformações totais ε neste mesmo tempo t , mas também como uma função da história de tensões e deformações do material. Esta história de tensões e deformações do material são normalmente consideradas de forma implícita pela introdução de um parâmetro de estado interno ou de endurecimento κ , que é governado por uma lei específica.

Relação tensão-deformação elástica

Há uma relação linear entre tensão total e a deformação elástica. Sem perda de generalidade, pode-se escrever que

$$\sigma = \mathbf{D}\varepsilon^e \quad (3.15)$$

onde σ é o vetor de tensões totais, \mathbf{D} é a matriz constitutiva do material e ε^e é o vetor de deformações elásticas.

Condição de plastificação ou função de escoamento

Uma das premissas básicas da teoria da plasticidade é a existência de uma superfície de escoamento que diferencie os pontos elásticos dos pontos plásticos. Esta

condição de plastificação especifica o estado de tensões no qual o fluxo plástico é inicializado, podendo ser escrita como uma função do vetor de tensões e do parâmetro de estado interno (ou endurecimento)

$$f(\boldsymbol{\sigma}, \square) = 0. \quad (3.16)$$

Se o valor da função de plastificação, da eq. 3.16, é menor que zero, o estado de tensões no ponto é assumido elástico e nenhum fluxo plástico ocorrerá. Se o valor da função de plastificação é igual a zero, então o ponto é admitido plástico e a matriz de rigidez correspondente é alterada. Um estado no qual a função de plastificação torna-se maior do que zero, não é admitido na teoria da plasticidade independente de taxas.

Regra do fluxo

Especifica uma relação entre o vetor de deformações plásticas como uma função do estado de tensões. De acordo com a teoria do fluxo, admitindo a regra de Koiter, o vetor de taxa de deformação é dado por

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p = \sum_{j=1}^n \dot{\lambda}_j \frac{\partial g_j}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (3.17)$$

com n funções de potencial plásticos g_j que pode ser também considerada como uma função do vetor de tensões e do parâmetro de estado interno \square , isto é, $g_j(\boldsymbol{\sigma}, \square)$. Os multiplicadores plásticos $\dot{\lambda}_j$ são restringidos pelas condições de Kuhn-Tucker

$$\begin{aligned} f &\leq 0 \\ \dot{\lambda}_j &\geq 0 \\ \dot{\lambda}_j f &= 0 \end{aligned} \quad (3.18)$$

Estas condições são realmente uma reformulação do estado admissível no fluxo plástico, ou seja, nenhum fluxo plástico ocorrerá se $\dot{\lambda}_j \geq 0$ e a função de escoamento é menor do que zero.

Tipo de endurecimento

Este parâmetro especifica a evolução do parâmetro de estado interno ou de endurecimento. De maneira geral, a evolução é dada como uma função do vetor de tensões e vetor de taxa de deformações plástica, escrito como

$$\square = h(\boldsymbol{\sigma}, \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p) \quad (3.19)$$

Taxas de tensões e deformações

A decomposição do vetor de taxa de deformações é o ponto inicial para a dedução da relação constitutiva infinitesimal.

O vetor de taxa de tensões é determinado pela parte elástica do vetor de taxa de deformação

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}(\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p) = \mathbf{D} \left(\dot{\boldsymbol{\epsilon}} - \dot{\lambda}_j \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right) \quad (3.20)$$

A condição de consistência $\dot{f} = 0$, ou escrevendo a expressão completa

$$\dot{f} = \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \dot{\boldsymbol{\sigma}} + \frac{\partial f}{\partial \square} \frac{\partial \square}{\partial \lambda} \dot{\lambda} = 0 \quad (3.21)$$

resulta na expressão do multiplicador plástico $\dot{\lambda}$

$$\dot{\lambda} = \frac{1}{E_p} \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \dot{\boldsymbol{\sigma}} \quad (3.22)$$

com o módulo de endurecimento plástico definido por

$$E_p = - \frac{\partial f}{\partial \square} \frac{\partial \square}{\partial \lambda}. \quad (3.23)$$

Substituindo esta expressão na equação de taxa de tensões e depois de aplicar as fórmulas de Sherman-Morrison, a matrix constitutiva tangente do contínuo é obtida por

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \left[\mathbf{D} - \frac{\mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \mathbf{D}}{E_p + \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}} \right] \dot{\boldsymbol{\epsilon}} \quad (3.24)$$

Nota-se que a matriz constitutiva tangente torna-se assimétrica se a função de potencial plástico não for igual a função de plastificação, isto é, $f \neq g$. A matriz de rigidez tangente depende agora não apenas das constantes elásticas do material, mas também do estado de tensões do corpo.

As equações da evolução descritas anteriormente podem ser consideradas como conduzidas pela deformação.

3.3.3 Critério de plastificação de Drucker-Prager

O critério ou condição de plastificação de Drucker-Prager tem a seguinte forma

$$f(\boldsymbol{\sigma}, \square) = \sqrt{\frac{1}{2}\boldsymbol{\sigma}^T \mathbf{P} \boldsymbol{\sigma} + \alpha_f \boldsymbol{\pi}^T \boldsymbol{\sigma} - \beta \bar{c}(\square)} \quad (3.25)$$

onde $\bar{c}(\square)$ é coesão como uma função do parâmetro de endurecimento \square , ver figura 3.4. A matrix de projeção \mathbf{P} é igual a matriz de projeção do critério de Von Mises e tem a forma

$$\mathbf{P} = \begin{bmatrix} 2 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & -1 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.26)$$

e o vetor de projeção $\boldsymbol{\pi}$ é dado por

$$\boldsymbol{\pi} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.27)$$

As quantidades escalares α_f e β são dadas pela expressões

$$\alpha_f = \frac{2 \sin \phi(\square)}{3 - \sin \phi(\square)} \quad \text{e} \quad \beta = \frac{6 \cos \phi(\square)}{3 - \sin \phi(\square)} \quad (3.28)$$

O ângulo de atrito interno ϕ é também uma função da variável de estado interno. O ângulo de atrito inicial é dado por ϕ_o . A regra do fluxo é fornecida pela regra de fluxo não-associativo, $g \neq f$, com o potencial plástico e é escrita como

$$g(\boldsymbol{\sigma}, \square) = \sqrt{\frac{1}{2}\boldsymbol{\sigma}^T \mathbf{P} \boldsymbol{\sigma} + \alpha_g \boldsymbol{\pi}^T \boldsymbol{\sigma}} \quad (3.29)$$

com o escalar α_g definido pelo ângulo de dilatação ψ

$$\alpha_g = \frac{2 \sin \psi(\square)}{3 - \sin \psi(\square)} \quad (3.30)$$

Assim, o vetor de deformação plástica resulta

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p = \dot{\lambda} \left\{ \frac{\mathbf{P} \boldsymbol{\sigma}}{2\Psi} + \alpha_g \boldsymbol{\pi} \right\} \quad (3.31)$$

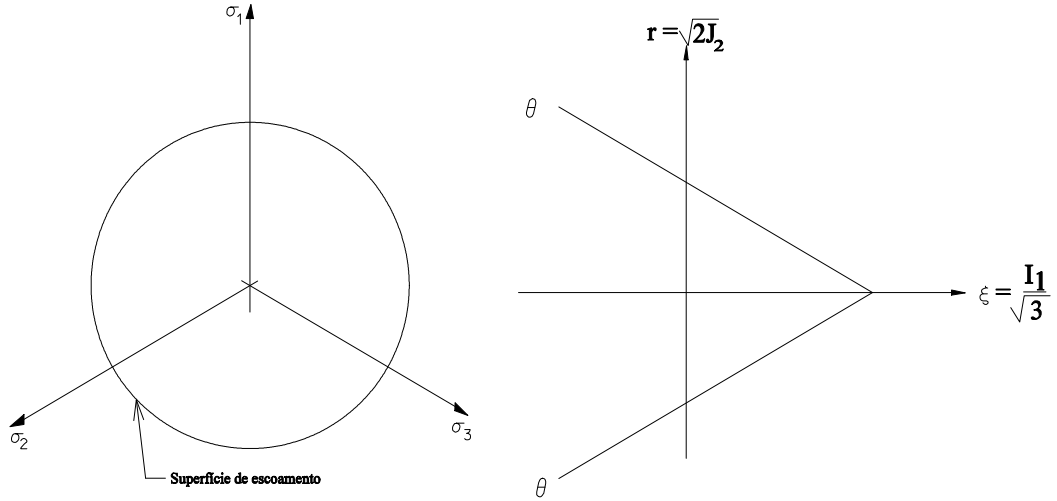


Figura 3.4: *Cr terio de plastificação de Drucker-Prager no plano das tensões principais e no plano π*

com o escalar Ψ definido por

$$\Psi = \sqrt{\frac{1}{2} \boldsymbol{\sigma}^T \mathbf{P} \boldsymbol{\sigma}} \quad (3.32)$$

O critério de Drucker-Prager, formulado em 1952,   uma simples modificação do critério de von Mises, onde foi introduzida a influência das componentes das tensões de pressão hidrostática, ver Chen (1988). Este critério é classificado, dentro da teoria da plasticidade, como um critério que precisa de dois parâmetros (\bar{c} e ϕ) para ser completamente definido.

Endurecimento

A relação entre a variável de estado interno \square e o processo plástico é obtida pela hipótese de endurecimento. Para a condição de escoamento de Drucker-Prager é considerado somente a hipótese de endurecimento por deform  o. Ainda, o endurecimento é considerado isotrópico, isto é, a superfície de escoamento se dilata, mantendo a mesma forma.

No caso de endurecimento por deform  o, a relação entre a variável \square e a deform  o plástica $\boldsymbol{\varepsilon}^p$   escrita no espaço de tensões principais

$$\square = \sqrt{\frac{2}{3} (\dot{\varepsilon}_1^p \dot{\varepsilon}_1^p + \dot{\varepsilon}_2^p \dot{\varepsilon}_2^p + \dot{\varepsilon}_3^p \dot{\varepsilon}_3^p)} \quad (3.33)$$

Relação entre a coesão e o parâmetro interno de endurecimento

A transformação do diagrama tensão-deformação uniaxial para uma relação coesão-parâmetro de endurecimento equivalente, depende da hipótese de endurecimento. A seguir, será deduzida a relação $\bar{c}-\square$ para um ângulo de atrito interno ϕ e uma dilatância constantes, isto é, $\phi(\square) = \phi_o$ e $\psi(\square) = \psi_o$ e para uma hipótese de endurecimento por deformação.

Considerando um diagrama tensão-deformação uniaxial, a deformação plástica ε_3^p é calculada por $\varepsilon_3 - \varepsilon_3^e$. Com a hipótese que $\sigma_3 \square 0$, a taxa de deformação plástica uniaxial é escrita como

$$\dot{\varepsilon}_3^p = -\dot{\lambda}(1 - \alpha_g) \quad (3.34)$$

Com esta expressão, pode-se deduzir a relação entre as taxas de deformação plástica e a variável de estado interno para a hipótese de endurecimento por deformação

$$\square = -\frac{\sqrt{1 + 2\alpha_g^2}}{1 - \alpha_g} \dot{\varepsilon}_3^p \quad (3.35)$$

A relação entre a tensão uniaxial $\sigma_3 = -f_c$ e a coesão é fornecida pela expressão

$$\bar{c} = f_c \frac{1 - \alpha_f}{\beta} \quad (3.36)$$

As equações (3.35) e (3.36) são fundamentais para extrair dos resultados experimentais os parâmetros necessários para definir a superfície de escoamento de Drucker-Prager

Assim, o critério de plastificação ou ruptura utilizado será o critério de Drucker-Prager, quando o material estiver em compressão em todas as direções, pois este critério é adequado para materiais frágeis que sejam sensíveis à pressão, como é o caso do concreto e argamassa. Quando o material estiver tracionado em todas as direções, o programa utilizará um critério simplificado de ruptura. A partir daí, surgirão fissuras perpendiculares às direções das tensões principais de tração e o controle passa a ser feito pelo modelo de fissuração distribuída, conforme item a seguir. Para as combinações de compressão e tração, o programa DIANA usa Drucker-Prager para a compressão e o critério simplificado de ruptura associado com o modelo de fissuração distribuída para a tração, o que pode gerar instabilidade do processo de convergência, ver Feenstra [61] e Lourenço. Apesar disto, esta combinação de critérios diferentes para compressão e tração têm obtidos resultados muito próximos dos resultados experimentais, ver Rots et al. (1994).

3.4 Modelo da fissuração distribuída

3.4.1 Introdução

O amolecimento por deformação é conceituado como o gradual decréscimo da resistência do material sob um contínuo aumento da deformação. Esta é uma peculiaridade importante dos materiais frágeis, como concreto, argamassa, rocha, cerâmica, etc..., que rompem pelo processo de crescimento progressivo das fissuras internas. Tal comportamento mecânico é atribuído a heterogeneidade do material, devido a presença de diferentes fases e defeitos dos materiais, como falhas e vazios.

O modelo de fissuração distribuída será utilizado para estudar as rupturas localizadas (fissuras) no material frágil e as consequentes redistribuições de tensões no corpo. O programa computacional DIANA admite que se o critério de ruptura à tração simplificado for satisfeito, surgirá uma fissura na direção perpendicular da tensão principal de tração que passará a ser controlada pelo modelo de fissuração distribuída. Conforme já mencionado, na formulação desta teoria são introduzido os conceitos de mecânica da fratura e da teoria do dano para modelar o processo de amolecimento. Este modelo usa a decomposição das deformações para poder combinar as teorias usadas no comportamento plástico do material em compressão e permite a possibilidade de representar múltiplas fissuras. Para facilitar a visualização, a formulação mostrada a seguir é feita para o estado plano de tensões, podendo ser facilmente estendida para corpos tridimensionais.

3.4.2 Descrição do modelo de fissuração distribuída

Decomposição da deformação

O modelo de fissuração distribuída utilizando a decomposição de deformação foi provavelmente implementado por Litton, citado no manual do DIANA (1997). Desde então, tem sido utilizado e aperfeiçoado por outros pesquisadores.

A principal característica deste modelo de fissuração é a decomposição da deformação total em uma deformação elástica ε^e e uma deformação de fissura ε^{cr} da forma

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{cr} \quad (3.37)$$

Esta decomposição da deformação total em duas parcelas permite também

a combinação deste modelo de fissuração com a teoria da plasticidade para representar o comportamento plástico do concreto/cerâmica de forma compatível e transparente.

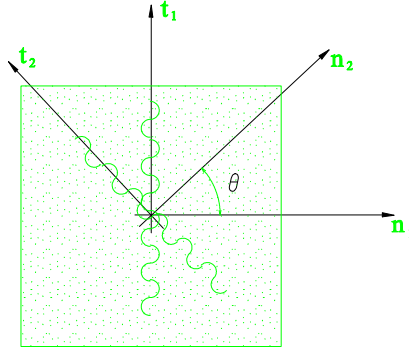


Figura 3.5: *Modelo de fissuração multi-direcional*

A sub-decomposição da deformação de fissura ϵ^{cr} dá a possibilidade de modelar múltiplas fissuras simultaneamente. A característica básica deste modelo de fissuração multi-direcional fixa é o conceito de que uma tensão \mathbf{s}_i e uma deformação \mathbf{e}_i^{cr} exista em um sistema de coordenadas $n-t$ que está alinhado com cada fissura i , ver figura 3.5. Se o vetor que organiza as deformações de fissuras para cada fissura individualmente é denotado por \mathbf{e}^{cr} , pode-se escrever

$$\mathbf{e}^{cr} = \{e_1^{cr}, e_2^{cr}, \dots, e_i^{cr}, \dots, e_n^{cr}\}^T \quad (3.38)$$

com a deformação de fissura para a fissura i dada por $\mathbf{e}^{cr} = \{\epsilon_{nn,i}^{cr}, \gamma_{nt,i}^{cr}\}^T$. Note que a teoria é restrita ao estado plano de tensões, *mas é facilmente estendida para uma análise tridimensional*. A relação entre a deformação global e o vetor \mathbf{e}^{cr} é dada pela transformação

$$\epsilon^{cr} = \mathbf{N} \mathbf{e}^{cr} \quad (3.39)$$

com a matriz \mathbf{N} escrita da forma

$$\mathbf{N} = [\mathbf{N}_1, \mathbf{N}_2, \dots, \mathbf{N}_i, \dots, \mathbf{N}_n] \quad (3.40)$$

com a matriz de transformação \mathbf{N}_i de cada fissura i , no caso de estado plano é

$$\mathbf{N}_i = \begin{bmatrix} l_x^2 & l_x l_y \\ m_x^2 & m_x m_y \\ n_x^2 & n_x n_y \\ 2l_x m_x & l_x m_y + l_y m_x \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

com $\mathbf{n}^T = \{l_x, m_x, n_x\}$ vetor normalizado normal ao plano da fissura. De maneira similar, é possível organizar um vetor que contenha as tensões de cada fissura

$$\mathbf{s}^{cr} = \{\mathbf{s}_1^{cr}, \mathbf{s}_2^{cr}, \dots, \mathbf{s}_i^{cr}, \dots, \mathbf{s}_n^{cr}\}^T \quad (3.42)$$

com as tensões de fissura para uma fissura i dada por $\mathbf{s}^{cr} = \{\sigma_{nn,i}^{cr}, \tau_{nt,i}^{cr}\}^T$. A relação entre as tensões globais e o vetor \mathbf{s}^{cr} pode ser extraído de

$$\mathbf{s}^{cr} = \mathbf{N}^T \boldsymbol{\sigma} \quad (3.43)$$

com a matriz de transformação \mathbf{N} dada por (3.41). Uma hipótese básica é que as tensões de fissura são uma função das deformações de fissura que resulta na expressão geral

$$\mathbf{s}^{cr} = \mathbf{f}(\mathbf{e}^{cr}) \quad (3.44)$$

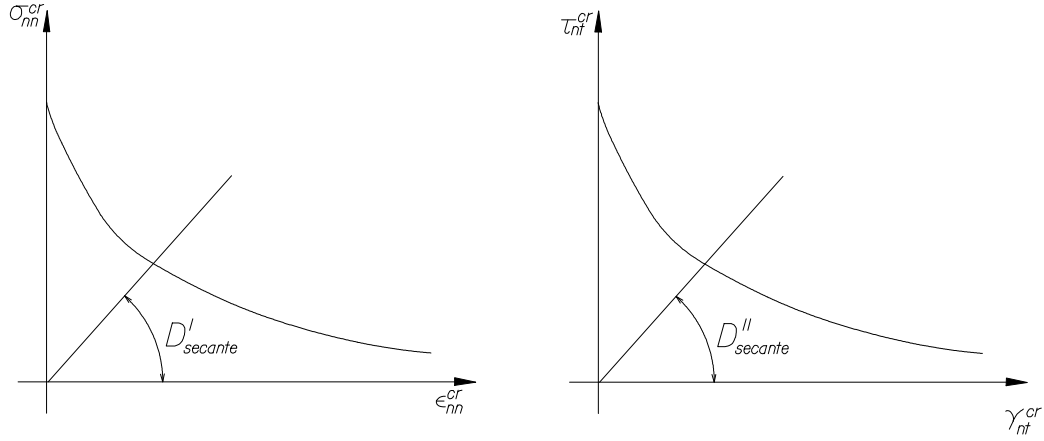
O modelamento dos efeitos de acoplamento entre as diferentes fissuras é possível dentro desta formulação geral, mas conduziria a um crescente e desnecessário nível de sofisticação. Por esta razão, as tensões de fissura são somente governadas pelas tensões de fissuras

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{s}_1^{cr} = \mathbf{f}(\mathbf{e}_1^{cr}) \\ \mathbf{s}_2^{cr} = \mathbf{f}(\mathbf{e}_2^{cr}) \\ \vdots \\ \mathbf{s}_i^{cr} = \mathbf{f}(\mathbf{e}_i^{cr}) \\ \vdots \\ \mathbf{s}_n^{cr} = \mathbf{f}(\mathbf{e}_n^{cr}) \end{array} \right. \quad (3.45)$$

Início da fissuração

O modelo constitutivo é completo somente se o critério de inicialização da fissura e a relação entre as tensões de fissura e deformações de fissura tenham sido definidos. A inicialização das fissuras é governada por um critério de tração limite e um ângulo máximo entre duas fissuras consecutivas. Para a inicialização de fissuras sucessivas, o programa DIANA aplica os dois critérios a seguir que *precisam ser satisfeitos simultaneamente*:

- as tensões principais de tração excederem a condição de máxima tensão;
- o ângulo entre a fissura existente e a tensão principal de tração ultrapassar o valor limite do ângulo α_{TD} .

Figura 3.6: *Rigidez secante da fissura*

Portanto, com estes critérios é possível que as tensões de tração tornem-se temporariamente maiores do que três vezes a resistência à tração enquanto a condição do ângulo limite não seja violada, ver Rots (1989).

Relação tensão-deformação na fissura

Como definido em (3.45), as tensões de fissura no sistema de coordenadas $n - t$ da fissura são determinadas pelas deformações correspondentes, $\mathbf{s}_i^{cr} = \mathbf{f}(\mathbf{e}_i^{cr})$. A outra simplificação é feita ignorando o acoplamento entre as tensões normais σ_{nn}^{cr} e as tensões tangenciais τ_{nt}^{cr} . Assim, resulta na equação constitutiva para a fissura i

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{nn}^{cr} \\ \tau_{nt}^{cr} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{secante}^I & 0 \\ 0 & D^{II} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{nn}^{cr} \\ \gamma_{nt}^{cr} \end{Bmatrix} \quad (3.46)$$

onde o subscrito i foi retirado por conveniência. O módulo secante no modo I $D_{secante}^I$ é determinado pelo uso de relação de amolecimento $\sigma_{nn}^{cr} = f_{nn}(\varepsilon_{nn}^{cr})$ de acordo com

$$D_{secante,atual}^I = \min \left[D_{secante,anterior}^I, \frac{f_{nn}(\varepsilon_{nn}^{cr})}{\varepsilon_{nn}^{cr}} \right] \quad (3.47)$$

Em caso de descarga na fissura, a rigidez secante permanece constante. Isto significa que se houver um fechamento da fissura tanto as tensões normais de fissura como as deformações normais de fissura desaparecem. No programa DIANA, o módulo no modo II D^{II} é independente da deformação tangencial da fissura τ_{nt}^{cr} , como mostrado na figura 3.6. A relação constitutiva será discutida mais detalhadamente no item 3.4.3.

A relação entre o vetor de tensões e o vetor de deformações no sistema global pode ser deduzida começando pela decomposição da deformação (3.37), que leva a

relação do vetor de tensões global

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \{ \boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{cr} \} \quad (3.48)$$

Substituindo a eq. (3.39) resulta em

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \{ \boldsymbol{\varepsilon} - \mathbf{N} \mathbf{e}^{cr} \} \quad (3.49)$$

com a notação $\mathbf{s}^{cr} = \mathbf{D}_{sec\, ante}^{cr} \mathbf{e}^{cr}$ para a eq. (3.46), e depois da substituição da relação entre o vetor de tensões no sistema global de coordenadas e o vetor de tensões no sistema de coordenadas da fissura (3.43), pode-se escrever que

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \left[\boldsymbol{\varepsilon} - \mathbf{N} [\mathbf{D}_{sec\, ante}^{cr}]^{-1} \mathbf{N}^T \boldsymbol{\sigma} \right] \boldsymbol{\varepsilon} \quad (3.50)$$

3.4.3 Formas de amolecimento na tração

A relação entre as tensões de fissura σ_{nn}^{cr} e as deformações de fissura ε_{nn}^{cr} na direção normal pode ser escrita como uma relação multiplicativa

$$\sigma_{nn}^{cr}(\varepsilon_{nn}^{cr}) = f_t \cdot y \left(\frac{\sigma_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}} \right) \quad (3.51)$$

no qual f_t é a resistência à tração e $\varepsilon_{nn,ult}^{cr}$ a deformação de fissura última. A função $y(\dots)$ representa o diagrama de amolecimento real. No programa DIANA, tanto a resistência à tração como a deformação de fissura última podem ser definidas em função da temperatura, concentração de umidade ou da idade, ou seja, das condições ambientes. Portanto, o desenvolvimento da resistência à tração e a energia de fratura no tempo podem ser simulados. Se o comportamento do amolecimento no nível constitutivo é relacionado a energia de fratura no modo I, G_f^I , através de comprimento equivalente ou faixa de fissuras denotado como h , então a seguinte relação pode ser deduzida

$$G_f^I = h \int_{\varepsilon_{nn}^{cr}=0}^{\varepsilon_{nn}^{cr}=\infty} \sigma_{nn}^{cr}(\varepsilon_{nn}^{cr}) d\varepsilon_{nn}^{cr} \quad (3.52)$$

Substituindo a eq. (3.51) na eq. (3.52) resulta em

$$G_f^I = h f_t \int_{\varepsilon_{nn}^{cr}=0}^{\varepsilon_{nn}^{cr}=\infty} y \left(\frac{\sigma_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}} \right) d\varepsilon_{nn}^{cr} \quad (3.53)$$

com a hipótese que f_t é uma constante. Mudando a variável ε_{nn}^{cr} para

$$x = \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}} \quad (3.54)$$

e consequentemente $d\varepsilon_{nn}^{cr} = \varepsilon_{nn,ult}^{cr} dx$ que resulta na relação

$$G_f^I = h f_t \left(\int_{x=0}^{x=\infty} y(x) dx \right) \varepsilon_{nn,ult}^{cr} \quad (3.55)$$

onde é tacitamente admitido que a deformação de fissura última $\varepsilon_{nn,ult}^{cr}$ é finita. A expressão final para a deformação de fissura última é agora dada por

$$\varepsilon_{nn,ult}^{cr} = \frac{1}{\alpha} \times \frac{G_f^I}{h f_t} \quad (3.56)$$

com o fator α determinado pela integral

$$\alpha = \int_{x=0}^{x=\infty} y(x) dx \quad (3.57)$$

O fator $\varepsilon_{nn,ult}^{cr}$ é admitido ser constante durante a análise e é considerado estar relacionado às propriedades dos materiais: a resistência à tração f_t , a energia de fratura no modo I G_f^I e a área do elemento representada por um comprimento equivalente h .

A energia de fratura no modo I será liberada no elemento se a resistência à tração for violada e as deformações estiverem localizadas no elemento. Com esta abordagem, os resultados obtidos com a análise são independentes do refinamento da malha. Infelizmente, é possível que os elementos da discretização sejam tão grandes que o comprimento equivalente h de um elemento grande resulte em uma quebra¹ na relação constitutiva e o conceito de energia de fratura independente que foi inicialmente admitido não seja mais válido.

Uma quebra no modelo constitutivo é possível se o valor absoluto da inclinação inicial do diagrama de amolecimento é maior do que o módulo de elasticidade longitudinal do material, se é admitido que a tangente inicial do diagrama de amolecimento resulta em um valor maior do que a rigidez tangente. Então, a condição que tem que deve ser satisfeita é

$$\left. \frac{d\sigma_{nn}^{cr}}{d\varepsilon_{nn}^{cr}} \right|_{\varepsilon_{nn}^{cr}=0} \geq -E \quad (3.58)$$

Pode-se ainda escrever

$$\left. \frac{f_t}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}} \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} \geq -E \quad (3.59)$$

que resulta na expressão da deformação de fissura última

$$\varepsilon_{nn,ult}^{cr} \geq - \left. \frac{f_t}{E} \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = \varepsilon_{nn,ult}^{cr, \min} \quad (3.60)$$

¹Snap-back, em inglês.

com $\varepsilon_{nn,ult}^{cr}$ determinado pela eq. (3.56). Se a condição dada em (3.60) for violada, há várias possibilidades de resolver o problema. Inicialmente, é possível diminuir o comprimento equivalente h , mas esta propriedade é dependente do elemento e , consequentemente, é um valor fixo. Numa segunda etapa, é possível aumentar a energia de fratura G_f^I , pois isto resultará em um aumento de ductilidade do material. E finalmente, como última possibilidade, é possível diminuir a resistência à tração f_t o que implica em aumentar a ductilidade, pois a energia de fratura permanece constante neste caso.

A escolha mais óbvia é reduzir a resistência à tração, porque isto tem significado físico. A probabilidade de uma resistência reduzida é maior se a área de amostragem é, também, maior. Isto implica que a resistência à tração deveria ser reduzida nos elementos maiores pois as concentrações de tensões não são capturadas com estes elementos. Assim, se a condição de (3.60) não for cumprida, a resistência à tração deveria ser reduzida para

$$f_{t,red}^2 = -\frac{G_f^I E}{\alpha h \left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0}} \quad (3.61)$$

Alternativamente, o tamanho do elemento pode ser reduzido de tal forma que a largura de banda da fissura h seja igual ao valor máximo de

$$h_{\max} = -\frac{G_f^I E}{f_t^2 \alpha \left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0}} \quad (3.62)$$

Fissuração frágil

O comportamento frágil é caracterizado pela redução completa da resistência à tração depois que o critério de resistência tenha sido violado, ver figura 3.7. Este comportamento pode ser escrito como

$$\frac{\sigma_{nn}^{cr}(\varepsilon_{nn}^{cr})}{f_t} = \begin{cases} 1 & \text{se } \varepsilon_{nn}^{cr} \leq 0 \\ 0 & \text{se } 0 < \varepsilon_{nn}^{cr} < \infty \end{cases} \quad (3.63)$$

Este critério sempre satisfaz (3.60) como pode ser facilmente verificado.

Amolecimento linear de tração

No caso de um amolecimento linear de tração, ver figura 3.7, a relação da tensão de fissura é dada por

$$\frac{\sigma_{nn}^{cr}(\varepsilon_{nn}^{cr})}{f_t} = \begin{cases} 1 - \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}} & \text{se } 0 < \varepsilon_{nn}^{cr} < \varepsilon_{nn,ult}^{cr} \\ 0 & \text{se } \varepsilon_{nn,ult}^{cr} < \varepsilon_{nn}^{cr} < \infty \end{cases} \quad (3.64)$$

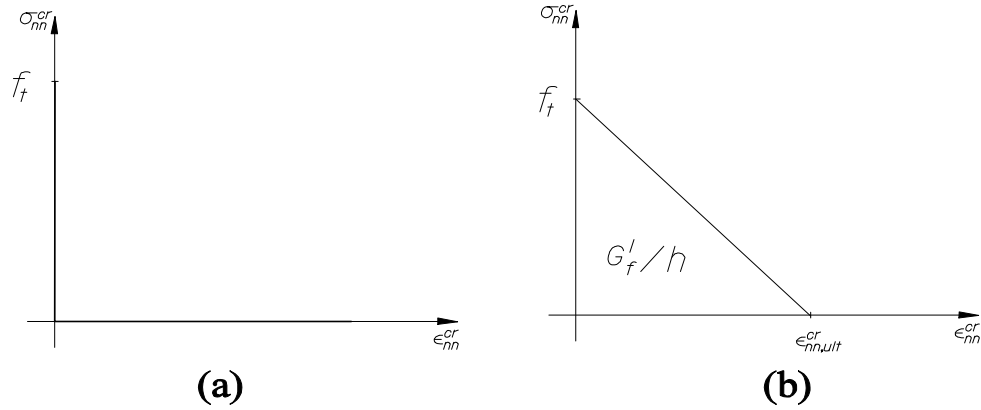


Figura 3.7: Modelos constitutivos da fissura: (a) comportamento de fissuração frágil e (b) amolecimento linear da tração

O fator α para a deformação de fissura última pode ser calculado por

$$\begin{aligned}\alpha &= \int_0^\infty y(x)dx = \int_0^1 y(x)dx + \int_1^\infty 0dx \\ &= \int_0^1 (1-x)dx = \frac{1}{2}\end{aligned}\quad (3.65)$$

que resulta na expressão da deformação de fissura última

$$\varepsilon_{nn,ult}^{cr} = 2 \frac{G_f^I}{h f_t} \quad (3.66)$$

É facilmente verificado que

$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = -1 \quad (3.67)$$

O valor mínimo da deformação de fissura última é, portanto, dado por

$$f_t = \left(2 \frac{G_f^I}{h f_t} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.68)$$

3.4.4 Relações na redução da rigidez ao cisalhamento

Devido à fissuração do material a rigidez ao cisalhamento é normalmente reduzida. Esta redução é geralmente conhecida como retenção ou conservação do cisalhamento. O programa DIANA oferece três relações para a conservação do cisalhamento: uma *retenção completa* do cisalhamento, uma *retenção constante* do cisalhamento e uma *retenção variável* do cisalhamento.

Retenção completa do cisalhamento

No caso de uma retenção completa do cisalhamento o módulo de elasticidade transversal G não é reduzido. Isto implica que a rigidez ao cisalhamento secante da fissura é infinita

$$D_{sec\ ante}^{II} = \infty \quad (3.69)$$

Retenção constante do cisalhamento

No caso da redução da rigidez de cisalhamento, o fator de retenção do cisalhamento β é menor do que um, mas maior do que zero. A rigidez de cisalhamento da fissura é então dada pela relação geral

$$D_{sec\ ante}^{II} = \frac{\beta}{1 - \beta} G \quad (3.70)$$

Retenção variável do cisalhamento

A rigidez de cisalhamento de um material fissurado depende geralmente da abertura da fissura. Este fenômeno pode ser levado em consideração por um fator de retenção de cisalhamento que é uma função da deformação de fissura normal de acordo com

$$\beta = \frac{1}{1 + 4447 \varepsilon_{nn}^{cr}} \quad (3.71)$$

3.5 Comportamento das interfaces

O principal motivo para introdução das interfaces no modelo matemático é poder controlar as tensões de tração induzidas da argamassa para os blocos, facilitando o controle dos modos de ruptura do prisma.

Em segundo lugar, é a constatação no laboratório, e confirmado, por exemplo, por Carasek, de que esta região é um plano de baixa resistência no prisma e que, portanto, pode ter influência sobre a carga e o modo de ruptura deste.

O elemento finito descrito no item 3.2.2 é utilizado para modelar este plano de baixa resistência. Através do controle dos valores das propriedades elásticas da interface, isto é, das rigidezes k_n , k_s e k_t , é possível representar os fenômenos descritos no item 2.3.4.

A seguir, se apresenta a descrição do critério de Mohr-Coulomb utilizada para modelar as interfaces.

3.5.1 Modelo de atrito de Coulomb

De maneira geral, a interface entre duas partes da estrutura é governada por um comportamento de atrito. Este comportamento pode ser modelado com o modelo de atrito de Coulomb, que tem semelhança com o modelo de plasticidade de Mohr-Coulomb para elementos contínuos. A hipótese da decomposição da taxa de deslocamentos relativo $\Delta \dot{\mathbf{u}}$ em uma parcela reversível $\Delta \dot{\mathbf{u}}^e$ e outra irreversível $\Delta \dot{\mathbf{u}}^p$ é

$$\Delta \dot{\mathbf{u}} = \Delta \dot{\mathbf{u}}^e + \Delta \dot{\mathbf{u}}^p \quad (3.72)$$

que resulta no vetor taxa de forças na interface

$$\dot{\mathbf{t}} = \mathbf{D}^e \Delta \dot{\mathbf{u}}^e$$

A incógnita básica é o vetor taxa de deslocamentos irreversível $\dot{\mathbf{u}}^p$ que é determinado pela regra do fluxo plástico.

O modelo de atrito de Coulomb é fornecido pela superfície de escoamento e pela superfície do potencial plástico

$$\begin{cases} f = \sqrt{t_t^2} + t_n \tan \phi(\square) - \bar{c}(\square) = 0 \\ g = \sqrt{t_t^2} + t_n \tan \psi \end{cases} \quad (3.73)$$

onde $\tan \phi(\square)$ é o ângulo de atrito como uma função do parâmetro interno de endurecimento \square e $\bar{c}(\square)$ a coesão como uma função do parâmetro \square . A direção do deslocamento plástico é fornecida pela função de potencial plástico g , onde a dilatação é determinada pelo ângulo de atrito ψ com

$$\Delta \dot{\mathbf{u}}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \mathbf{t}} \quad (3.74)$$

No DIANA, este ângulo é suposto constante. Durante o processo de deslocamentos relativos irreversíveis a condição de consistência $\dot{f} = 0$ deve ser cumprida, ou seja,

$$\dot{f} = \frac{\partial f^T}{\partial \mathbf{t}} \dot{\mathbf{t}} + \frac{\partial f}{\partial \square} \dot{\square} = 0 \quad (3.75)$$

o que resulta na expressão do multiplicador plástico $\dot{\lambda}$

$$\dot{\lambda} = -\frac{1}{\frac{\partial f}{\partial \square}} \frac{\partial f^T}{\partial \mathbf{t}} \dot{\mathbf{t}} = -\frac{1}{h} \frac{\partial f^T}{\partial \mathbf{t}} \dot{\mathbf{t}} \quad (3.76)$$

Finalmente, a evolução do parâmetro interno é admitida ser dada pela componente do deslocamento relativo irreversível na direção de t

$$\square = |\Delta \dot{\mathbf{u}}_t^p| \quad (3.77)$$

A dedução da matriz de rigidez tangente é agora possível,

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{t}} &= \mathbf{D}^e \{ \Delta \dot{\mathbf{u}} - \Delta \dot{\mathbf{u}}^p \} = \mathbf{D}^e \left\{ \Delta \dot{\mathbf{u}} - \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \mathbf{t}} \right\} \\ \dot{\mathbf{t}} &= \mathbf{D}^e \left\{ \Delta \dot{\mathbf{u}} - \frac{1}{h} \frac{\partial g}{\partial \mathbf{t}} \frac{\partial f^T}{\partial \mathbf{t}} \dot{\mathbf{t}} \right\} = \left[\mathbf{D}^e - \frac{\mathbf{D}^e \frac{\partial g}{\partial \mathbf{t}} \frac{\partial f^T}{\partial \mathbf{t}} \mathbf{D}^e}{h + \frac{\partial g}{\partial \mathbf{t}} \mathbf{D}^e \frac{\partial f^T}{\partial \mathbf{t}}} \right] \Delta \dot{\mathbf{u}} \end{aligned} \quad (3.78)$$

que em termos de componentes pode ser reescrito

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{t}} &= \frac{1}{h + k_n \tan \phi \tan \psi + k_t} \times \\ &\quad \begin{bmatrix} k_n(h + k_t) & -k_n k_t \tan \psi \frac{t_t}{|t_t|} \\ -k_n k_t \tan \psi \frac{t_t}{|t_t|} & k_t(h + k_n \tan \phi \tan \psi) \end{bmatrix} \Delta \dot{\mathbf{u}} \end{aligned} \quad (3.79)$$

É evidente que a matriz de rigidez tangente torna-se assimétrica se o ângulo de atrito for diferente do ângulo de dilatação, isto é, $\phi \neq \psi$.

3.6 Solução do sistema de equações não-lineares

A resposta completa da estrutura é calculada usando uma análise incremental na qual a carga total é aplicada em um certo número de etapas e uma variável tempo t é introduzida para descrever convenientemente o regime de cargas e deslocamentos na estrutura. *O conceito de tempo é usado meramente para ordenar a seqüência de eventos*, sendo que um comportamento independente do tempo será admitido neste estudo. Admite-se que na etapa n o equilíbrio da estrutura é satisfeito e que um novo incremento de carga seja aplicado na etapa $n + 1$. As equações de equilíbrio precisam ser resolvidas na etapa $n + 1$. De maneira geral, as equações de equilíbrio são não-lineares e um processo iterativo tem que ser empregado para resolver este problema. Desta forma, um processo incremental-iterativo é empregado como uma estratégia de solução para resolver o equilíbrio em toda a história de cargas da estrutura. O equilíbrio em cada etapa será determinado por meio do método de Newton-Raphson que lineariza as condições de equilíbrio não-lineares em cada iteração. Este método iterativo tem algumas deficiências, como não permitir que se estabeleça um comportamento global

convergente e não ser capaz de superar pontos limites na curva carga-deslocamento. Há alguns anos atrás foi reconhecido pelos pesquisadores da área que o colapso numérico, no qual um procedimento de iteração numérica não consegue convergir, não tem nenhuma relação com o colapso real da estrutura. Estas deficiências podem ser superadas usando técnicas especiais que assegurem um comportamento global convergente. A convergência do método de Newton-Raphson pode ser acelerada usando a técnica da pesquisa de linha (line-search), que calcula um multiplicador ótimo dos campos de deslocamentos incrementais do processo iterativo.

Um aperfeiçoamento importante do método de Newton-Raphson é a restrição ao campo de incrementos de deslocamentos que resulta em um método de Newton-Raphson restringido. Com este método é possível superar pontos notáveis na resposta carga-deslocamento da estrutura. É raro encontrar na literatura que o procedimento para calcular os incrementos de carga possa ser a parte mais importante na estratégia de solução incremental-iterativa.

O programa DIANA possui muitas opções para solução e controle do problema não-linear: Newton-Raphson, Newton-Raphson modificado, rigidez constante, pesquisa de linha (line search), vários tipos de critérios de convergência, incremento de carga adaptativo, etc... Assim, é possível obter toda a resposta da estrutura de maneira simples e confiável.

3.6.1 Método de Newton-Raphson

O problema é formulado em termos de um conjunto discreto \mathbf{u} , sendo \mathbf{u} o vetor com todos os deslocamentos nodais. Numa etapa $n + 1$, o sistema de equações pode ser resolvido, ver Zienkiewicz e Taylor (1991), como

$$\phi_{n+1} = \phi(\mathbf{u}_{n+1}) = \mathbf{p}(\mathbf{u}_{n+1}) - \mathbf{f}_{n+1} \quad (3.80)$$

onde ϕ é o vetor de resíduos (ou forças não-equilibradas), \mathbf{p} é o vetor de forças internas e \mathbf{f} é o vetor de forças externas. A solução próxima do equilíbrio na etapa de carga anterior n é escrita como

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_n \quad \phi = 0 \quad \mathbf{f} = \mathbf{f}_n \quad (3.81)$$

Esta solução é alterada quando o próximo vetor de incremento de carga é aplicado

$$\mathbf{f}_{n+1} = \mathbf{f}_n + \Delta \mathbf{f}_{n+1} \quad (3.82)$$

A determinação da variação do vetor de deslocamentos nodais $\Delta \mathbf{u}_{n+1}$, tal que

$$\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{u}_n + \Delta \mathbf{u}_{n+1} \quad (3.83)$$

será o objetivo e, de maneira geral, o vetor incremento $\Delta \mathbf{f}_{n+1}$ será mantido razoavelmente pequeno para que o caminho de dependência possa ser seguido. Este procedimento é também útil para evitar um número excessivo de iterações, caindo fora do raio de convergência do processo iterativo falhando em seguir o caminho fisicamente correto.

O problema não-linear é resolvido com o método de Newton-Raphson, que é deduzido quando se procura as raízes da equação aproximada (3.80) na etapa atual

$$\phi(\mathbf{u}_{n+1}^{i+1}) \approx \phi(\mathbf{u}_{n+1}^i) + \left(\frac{\partial \phi}{\partial \mathbf{u}} \right)_{n+1}^i \delta \mathbf{u}_{n+1}^{i+1} = 0 \quad (3.84)$$

onde i é o contador de iteração começando com $\mathbf{u}_{n+1}^0 = \mathbf{u}_n$ e

$$\left(\frac{\partial \phi}{\partial \mathbf{u}} \right)_{n+1}^i = \left(\frac{\partial \mathbf{p}}{\partial \mathbf{u}} \right)_{n+1}^i = (\mathbf{K}_t)_i^i \quad (3.85)$$

onde \mathbf{K}_t é matriz de rigidez tangente. A eq. (3.84) dá imediatamente a correção do processo iterativo do incremento do deslocamento nodal por

$$\delta \mathbf{u}_{n+1}^{i+1} = -(\mathbf{K}_t^{-1})_{n+1}^i \phi_{n+1}^i \quad (3.86)$$

Uma série de sucessivas aproximações resulta em

$$\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} = \mathbf{u}_n + \Delta \mathbf{u}_{n+1}^{i+1} = \mathbf{u}_{n+1}^i + \delta \mathbf{u}_{n+1}^{i+1} \quad (3.87)$$

com

$$\Delta \mathbf{u}_{n+1}^{i+1} = \sum_{k=1}^{i+1} \delta \mathbf{u}_{n+1}^k \quad (3.88)$$

até que é obtida uma convergência dentro de uma determinada tolerância.

Uma severa limitação do método de Newton-Raphson é o fato de não ser globalmente convergente, isto é, converge para alguma solução de um sistema de equações não-lineares a partir de qualquer ponto inicial. Em problemas estruturais, a estratégia mais utilizada para estimar uma solução fora do raio de convergência do método de Newton-Raphson é a técnica de pesquisa de linha ou método da secante.

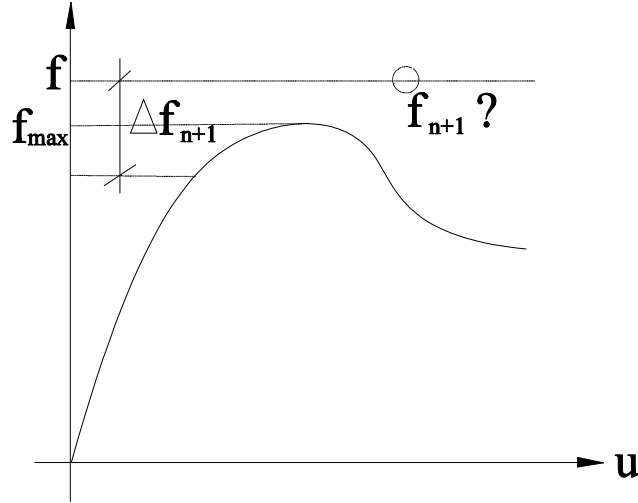


Figura 3.8: Diagrama carga-deslocamento com limite máximo de carga

3.6.2 Método do arco

A forma mais natural de controlar o processo de carga em análises não-lineares é admitir que se introduzam incrementos positivos no vetor de cargas externas \mathbf{f} , ver Crisfield [63],[64]. Em problemas estruturais, este vetor é um conjunto de forças externas que pode ser admitido proporcional a um vetor de forças normalizado \mathbf{f}_o , que pode ser escrito como

$$\Delta \mathbf{f}_{n+1} = \Delta \lambda_{n+1} \mathbf{f}_o \quad (3.89)$$

onde λ é o fator de carga. Na maior parte dos problemas estruturais é habitual que não exista uma solução acima de um determinado valor máximo, ver figura 3.8. Obviamente, o controle de força típico em que o fator de carga é mantido constante não é aplicável a pontos limites, quando é necessário que o incremento de carga se torne negativo, ver Lourenço [65].

O método do arco² resolve estas deficiências inerentes ao processo incremental e iterativo. Reescrevendo a equação geral (3.80) do problema não-linear como

$$\phi_{n+1} = \mathbf{p}(\mathbf{u}_{n+1}) - \Delta \lambda_{n+1} \mathbf{f}_o = 0 \quad (3.90)$$

e lembrando da equação (3.83) de incremento de deslocamentos e considerando $\Delta \lambda_{n+1}$ tal que

$$\lambda_{n+1} = \lambda_n + \Delta \lambda_{n+1} \quad (3.91)$$

²Arc-length method, em inglês.

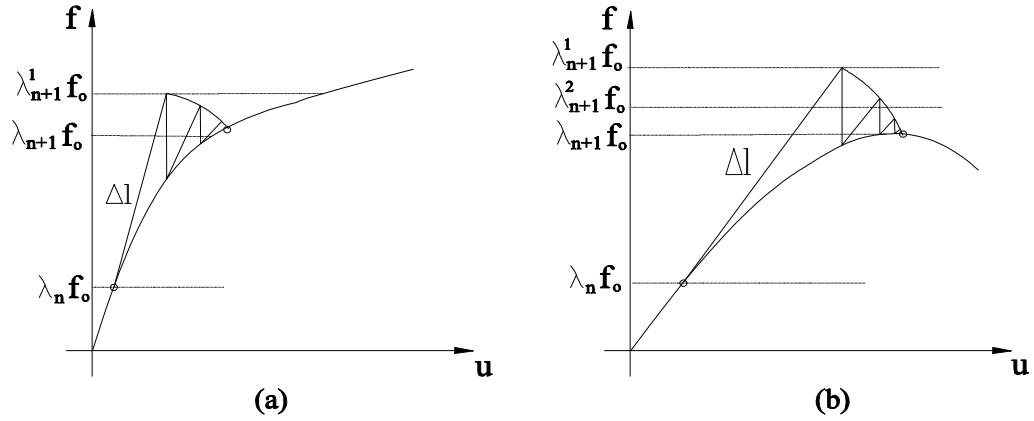


Figura 3.9: Representação do método do arco: (a) possível solução sem o método do arco e (b) impossível sem o método do arco (o método iterativo representado é o Newton-Raphson modificado)

É evidente que é necessária uma nova equação para a variável adicional $\Delta\lambda_{n+1}$. Esta equação pode tomar várias formas, sendo no caso do método do arco esférico, ver figura 3.9, igual a

$$(\Delta\mathbf{u}_{n+1}^T)\Delta\mathbf{u}_{n+1} + \Delta\lambda_{n+1}^2 \mathbf{f}_o^T \mathbf{f}_o = \Delta l^2 \quad (3.92)$$

Normalmente, o método do arco é associado ao método de Newton-Raphson convencional ou modificado, conforme figura 3.9.

3.6.3 Critério de convergência

Todo processo iterativo implica necessariamente no estabelecimento de critérios de convergência, que permitam obter a solução pretendida com uma precisão julgada adequada ao problema proposto.

De modo geral, os critérios de convergência são baseados em diferentes normas Euclidianas e podem ser incluídas em uma das três categorias seguintes:

- critérios de convergência formulados em termos de deslocamentos;
- critérios de convergência formulados em termos de forças;
- critérios de convergência formulados em termos energéticos.

O critério de convergência formulado em termos energéticos é considerado o mais atrativo dos três, pois leva em conta, simultaneamente, o efeito das forças e

deslocamentos. Um critério óbvio em termos energéticos é dado por

$$\|\mathbf{u} \cdot \boldsymbol{\phi}\| < \beta \|\delta \mathbf{u}^T \mathbf{f}\| \quad (3.93)$$

onde \mathbf{u} são os deslocamentos totais, $\boldsymbol{\phi}$ são os resíduos do problema não-linear (as forças não-equilibradas), $\delta \mathbf{u}$ são as correções iterativas dos deslocamentos e \mathbf{f} é o vetor de forças externas aplicadas, incluindo as reações, e β é a tolerância (ou erro) máxima admitida. Geralmente, em problemas estruturais, uma tolerância igual a 10^{-4} , em termos energéticos, conduz a soluções confiáveis. É necessário testar a sensibilidade da solução ao critério de convergência adotado, sendo o número 10^{-4} apenas uma referência inicial. Na opinião dos pesquisadores da área, é sempre preferível adotar tolerâncias relativamente pequenas, desde que o processo iterativo e o condicionamento do problema não-linear o permitam.

Capítulo 4

Resultados experimentais

4.1 Introdução

Neste capítulo, são apresentados os resultados experimentais referentes aos ensaios de compressão uniaxial em prismas de concreto e cerâmico, realizados por Mohamad (1998), Mendes (1998) e Romagna (2000) no Laboratório de Materiais de Construção Civil, do Departamento de Engenharia Civil da UFSC. Os resultados destas dissertações serão utilizados como referência para calibrar o modelo numérico não-linear. Devido a grande quantidade de dados e variáveis envolvidas neste tipo de ensaio, somente os dados diretamente relacionados a carga de ruptura à compressão e o modo de ruptura são de interesse. Assim, todos os detalhes sobre os ensaios para caracterização dos materiais, procedimentos para confecção dos corpos de prova, etc ... não serão descritos. Portanto, é de interesse somente os ensaios/procedimentos que tenham influência direta no modelo numérico. Por exemplo, Mohamad fez ensaios de compressão triaxial para a argamassa determinando, entre outras coisas, a resistência da argamassa para várias tensões de confinamento. Estes dados são utilizados para calcular um parâmetro plástico da argamassa denominado de coesão.

É importante notar que alguns resultados experimentais não podem ser utilizados diretamente, como é o caso da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos. Como o *modelo numérico desenvolvido neste trabalho pode ser classificado como micro detalhado*, ver item 2.6.3, necessita-se das propriedades mecânicas dos materiais constituintes do prisma, ou seja, do concreto, da argamassa e do graute, e não das propriedades do bloco. As propriedades mecânicas dos blocos como a resistência à compressão e tração, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e parâmetros plásticos

são influenciadas por uma série de fatores tais como a geometria do bloco, o atrito entre o bloco e a prensa, não podendo ser considerados equivalentes à do material concreto. Somente no modelo macro é que as propriedades do bloco, ou mesmo dos prismas, serão úteis para alimentar a simulação numérica.

No próximo item, descreve-se de forma resumida os ensaios de cada pesquisador caracterizando quantos tipos de blocos, argamassas e grautes foram usados, se os prismas foram confeccionados com ou sem graute e se o assentamento da argamassa foi total ou lateral. Por meio de tabelas, são mostrados os valores médios das resistências à compressão e tração (quando disponível), módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. Os modos de ruptura dos ensaios de compressão mostrados por meio de figuras ou fotografias e, finalmente, são feitos comentários sobre aspectos específicos dos ensaios e seus resultados.

4.2 Resultados experimentais de Mohamad

4.2.1 Descrição geral dos ensaios

Mohamad realizou ensaios com prismas simples (não grauteados) de blocos de concreto com assentamento total. Utilizou-se dois tipos de blocos e quatro ou três tipos de argamassa, dependendo do tipo de bloco. Adicionalmente, efetuou-se ensaios de compressão triaxial da argamassa variando as tensões de confinamento.

Foram utilizados dois tipos de blocos designados por M1 e M2, com mesmas características geométricas e com resistências à compressão e tração diferentes. Os blocos tem dimensões nominais de 140x190x390 [mm³], com a espessura das paredes variando de 2,7 a 3,2 cm e a área líquida de 316 cm². Como não foram efetuadas medidas de deformações longitudinais e transversais nos blocos, não foram determinados o módulo de elasticidade longitudinal e coeficiente de Poisson.

4.2.2 Propriedades mecânicas e resistências dos componentes dos prismas

Na tabela 4.1 são mostrados o número de corpos de prova de cada ensaio, a resistência à tração e compressão dos blocos de concreto M1 e M2 e seus respectivos coeficientes de variação, em percentagem.

BLOCOS M1					
<i>Resistência à tração (MPa)</i>			<i>Resistência à compressão (MPa)</i>		
n	Média	C.V. (%)	n	Média	C.V. (%)
5	1,19	6,22	6	10,7	5,12
BLOCOS M2					
<i>Resistência à tração (MPa)</i>			<i>Resistência à compressão (MPa)</i>		
n	Média	C.V. (%)	n	Média	C.V. (%)
6	1,50	6,00	6	15,7	10,00

Tabela 4.1: *Resistências à compressão e tração dos blocos*

A tabela 4.2 mostra a resistência à compressão, o coeficiente de variação e o módulo de elasticidade longitudinal das argamassas dos prismas confeccionados com o bloco M1 dos prismas com o bloco M2. Finalmente, a figura 4.1 apresenta as curvas tensão-deformação para as argamassas utilizadas na confecção dos prismas. A partir destas curvas se extrai os parâmetros plásticos da superfície de escoamento de Drucker-Prager.

ARGAMASSAS PARA O BLOCO M1			
<i>Traço</i>	<i>Resistência à compressão (MPa)</i>		<i>Módulo de elasticidade tangente (MPa)</i>
	<i>Média</i>	<i>C.V. (%)</i>	
1:0,25:3	19,90	6,8	11230
1:0,5:4,5	8,63	6,65	6409
1:1:6	4,20	9,62	4033
1:2:9	2,28	8,63	2042
ARGAMASSAS PARA O BLOCO M2			
<i>Traço</i>	<i>Resistência à compressão (MPa)</i>		<i>Módulo de elasticidade tangente (MPa)</i>
	<i>Média</i>	<i>C.V. (%)</i>	
1:0,25:3	19,20	2,90	11055
1:0,5:4,5	7,60	4,20	6044
1:1:6	5,41	3,77	4527

Tabela 4.2: *Resistência à compressão e módulo de elasticidade longitudinal das argamassas*

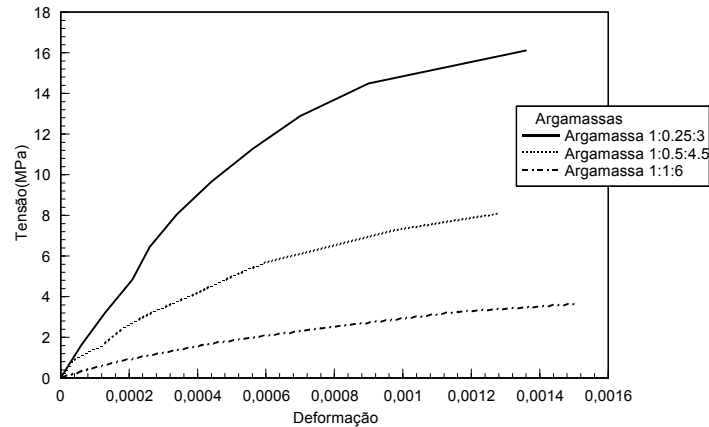


Figura 4.1: *Curvas tensão-deformação das argamassas 1:0.25:3, 1:0.5:4.5 e 1:1:6*

4.2.3 Propriedades mecânicas e resistências dos prismas

As figuras 4.2 e 4.3 mostram as curvas tensão-deformação para os prismas construídos com os blocos M1 e as argamassas 1:0.25:3, 1:0.5:4.5, 1:1:6 e 1:2:9, e prismas construídos com os blocos M2 e as argamassas 1:0.25:3, 1:0.5:4.5 e 1:1:6, respectivamente. Observa-se pelas figuras que a resistência à compressão dos prismas é sensível a variação da resistência à compressão da argamassa. Estes resultados experimentais não coincidem com de outros pesquisadores, principalmente brasileiros. A explicação para esta divergência é que a resistência à compressão das argamassas utilizadas no Brasil são consideradas baixas comparadas com a resistência da argamassa do Reino Unido, por exemplo. Uma outra conclusão geral que se pode extrair das figuras é que o aumento da resistência à compressão da argamassa diminuiu a deformação específica longitudinal de ruptura do prisma, isto é, diminui sua ductilidade.

As tabelas 4.3 e 4.4 fornecem a resistência à compressão dos prismas com seus coeficientes de variação e módulos de elasticidade calculados com relação à área bruta do bloco.

4.2.4 Modos de ruptura

As figuras 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 mostram os modos de ruptura encontrados por Mohamad, nos ensaios de compressão dos prismas. De maneira geral, as fissuras surgidas nas faces dos prismas tem caráter aleatório, com início normalmente nas juntas de argamassa. Ao contrário, as fissuras surgidas na superfície de assentamento do bloco

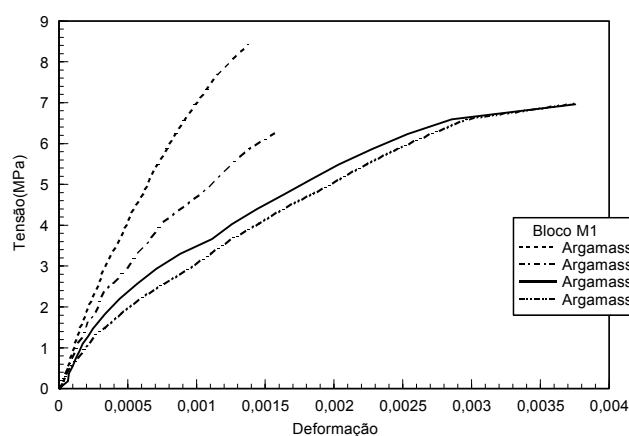


Figura 4.2: Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com o bloco M1 e argamassas 1:0.25:3, 1:0.5:4.5, 1:1:6 e 1:2:9

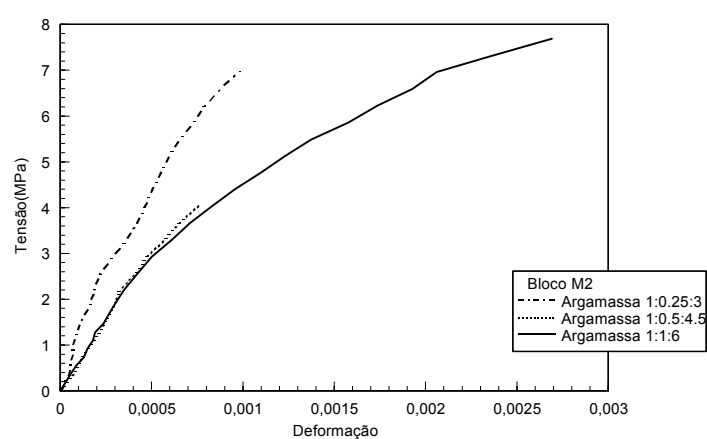


Figura 4.3: Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com o bloco M2 e argamassas 1:0.25:3, 1:0.5:4.5 e 1:1:6

Traço da argamassa	Resistência à compressão na área bruta (MPa)			Módulo de elasticidade (MPa)
	Média	Desvio padr.	C. V. (%)	
1:0,25:3	10,56	0,65	6,20	9100
1:0,5:4,5	8,60	0,38	4,41	6712
1:1:6	8,17	0,56	6,88	4499
1:2:9	7,54	0,62	8,19	3373

Tabela 4.3: Resistência à compressão dos prismas confeccionados com o bloco M1

Traço da argamassa	Resistência à compressão na área bruta (MPa)			Módulo de elasticidade (MPa)
	Média	Desvio padr.	C.V. (%)	
1:0,25:3	11,70	1,95	16,60	9167
1:0,5:4,5	10,80	0,56	5,24	5809
1:1:6	8,84	0,75	8,46	5848

Tabela 4.4: Resistência à compressão dos prismas confeccionados com o bloco M2

têm um padrão bem definido. Para as argamassas com traços de 1:2:9 e 1:1:6 mostram um desfolhamento das paredes dos blocos, ver figuras 4.4 e 4.5, enquanto que para os traços 1:0.5:4.5 e 1:0.25:3, há ruptura completa das paredes dos blocos, ver 4.6 e 4.7. Mohamad considera que as rupturas ocorridas nos prismas com as argamassas de menor resistência (1:2:9 e 1:1:6) são rupturas “dúcteis”, enquanto as rupturas nos prismas com argamassas mais resistentes (1:0.25:3 e 1:0.5:4.5) as rupturas podem ser consideradas com “frágeis”.

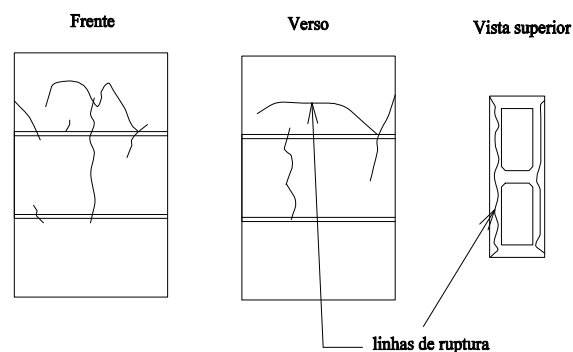


Figura 4.4: Tipo de ruptura ocorrido em prismas com argamassas de traço 1:2:9

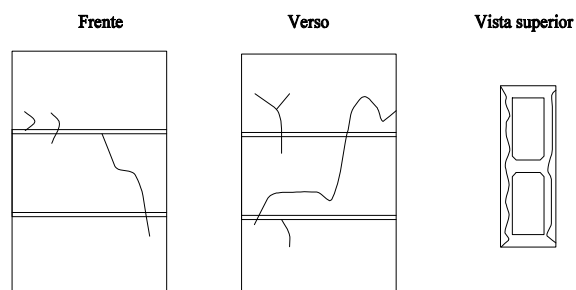


Figura 4.5: Tipo de ruptura ocorrido em prismas com argamassas de traço 1:1:6

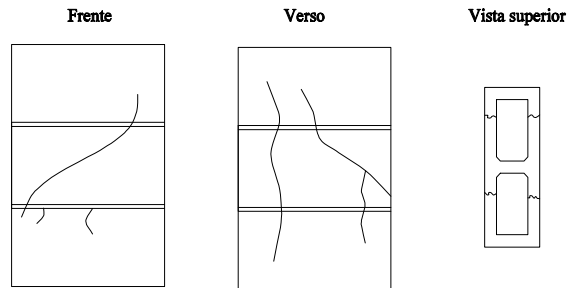


Figura 4.6: Tipo de ruptura ocorrido em prismas com argamassas de traço 1:0.5:4.5

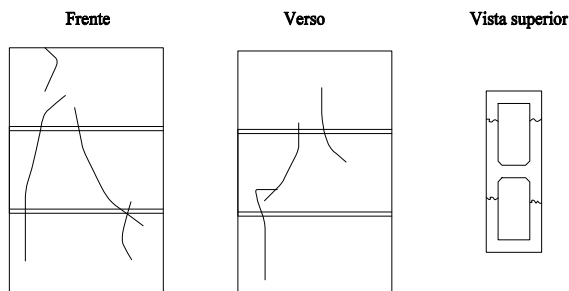


Figura 4.7: Tipo de ruptura ocorrido em prismas com argamassas de traço 1:0.25:3

<i>Eficiência da alvenaria</i>		
<i>Traço da argamassa</i>	<i>Bloco M1</i>	<i>Bloco M2</i>
1:0,25:3	1,0	0,75
1:0,5:4,5	0,82	0,69
1:1:6	0,77	0,56
1:2:9	0,71	-

Tabela 4.5: Eficiência dos prismas para os blocos M1 e M2

Os valores da eficiência dos prismas confeccionados por Mohamad são mostrados na tabela 4.5. Pode-se observar que há um aumento da eficiência dos prismas com o aumento da resistência à compressão das argamassas, tanto para os prismas confeccionados com o bloco M1 como para os prismas com o bloco M2.

4.2.5 Ensaios triaxiais na argamassa

Mohamad realizou ensaios de compressão triaxial em quatro composições de argamassas e em cinco níveis de confinamento. A tabela 4.6 mostra as resistências à compressão das argamassas para vários níveis de confinamento. Pode-se notar que há duas argamassas com o mesmo traço de 1:1:6, mas para diferentes relações água/cimento.

A partir dos resultados da tabela 4.6, foram traçadas as figuras 4.8, 4.9, 4.10 e 4.11. Para cada traço de argamassa, plotou-se os valores de sua resistência à compressão e respectiva tensão de confinamento e, posteriormente, imaginou-se círculos de Mohr unindo estes pares de valores. Assim, foi possível obter envoltórias de ruptura em forma de retas que tangenciam estes círculos. O critério de ruptura estabelecido desta maneira é conhecido como Mohr-Coulomb, e o valor da tensão de cisalhamento obtido pela intersecção da reta com o eixo τ é denominado de coesão e a inclinação da reta é o ângulo de atrito interno do material. Pode-se observar pelas figuras que os ângulos de atrito interno das argamassas ensaiadas estão entre 25° e 30° . Ensaios de compressão triaxial efetuados no concreto, mostram valores para o ângulo de atrito nesta mesma faixa de valores. Estes resultados serão utilizados como dados de entrada no modelo matemático.

4.2.6 Comentários

Os ensaios triaxiais das argamassas mostraram que as propriedades elásticas e resistência à compressão aumentavam com o aumento das tensões de confinamento. A teoria da plasticidade consegue captar facilmente o aumento da resistência à compressão

<i>Tensões laterais</i> (MPa)	<i>Traço</i> $1:\frac{1}{4}:3$	<i>Traço</i> $1:\frac{1}{2}:4,5$	<i>Traço</i> ⁽¹⁾ $1:1:6$	<i>Traço</i> ⁽²⁾ $1:1:6$
0	34,6	24,1	11,4	5,1
0,5	36,7	19,4	13,7	6,6
1,0	39,7	25,7	14,3	7,6
2,5	44,6	31,0	17,8	—
4,0	—	—	22,4	—

⁽¹⁾ Argamassa com uma relação água/cimento de 1,43

⁽²⁾ Argamassa com uma relação água/cimento de 1,60

Tabela 4.6: Resistência à compressão das argamassas confinadas

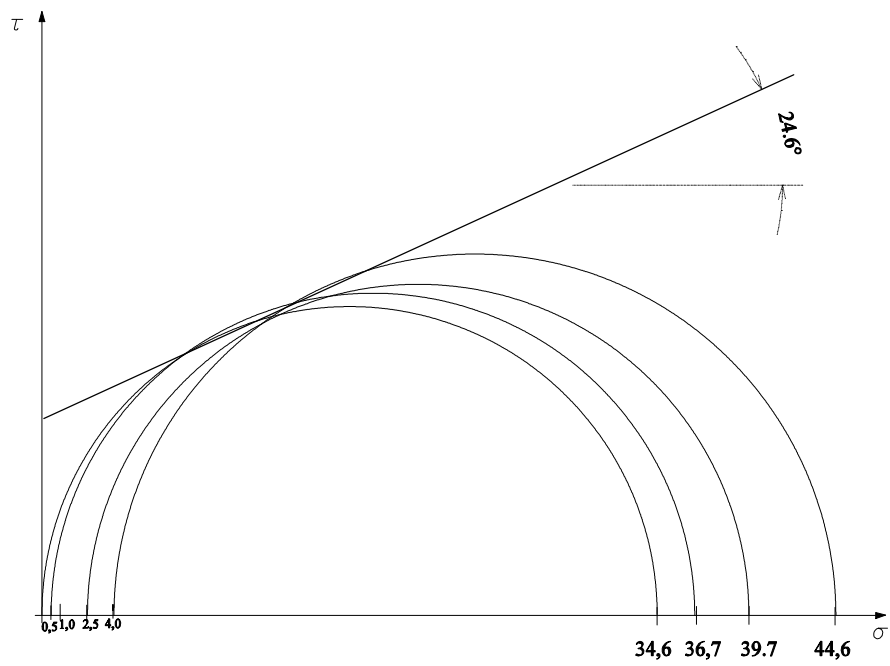


Figura 4.8: Determinação do ângulo de atrito interno para a argamassa $1:\frac{1}{4}:3$

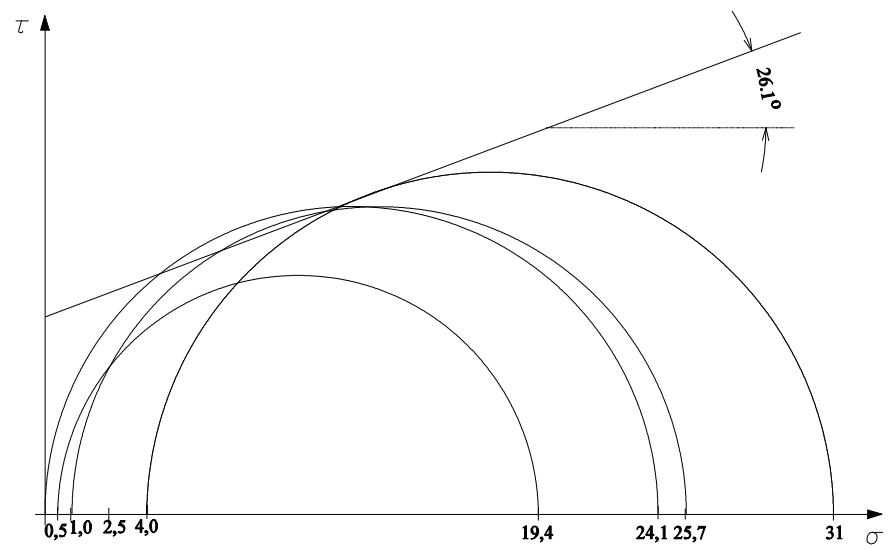


Figura 4.9: Determinação do ângulo de atrito interno para a argamassa $1:\frac{1}{2}:4,5$

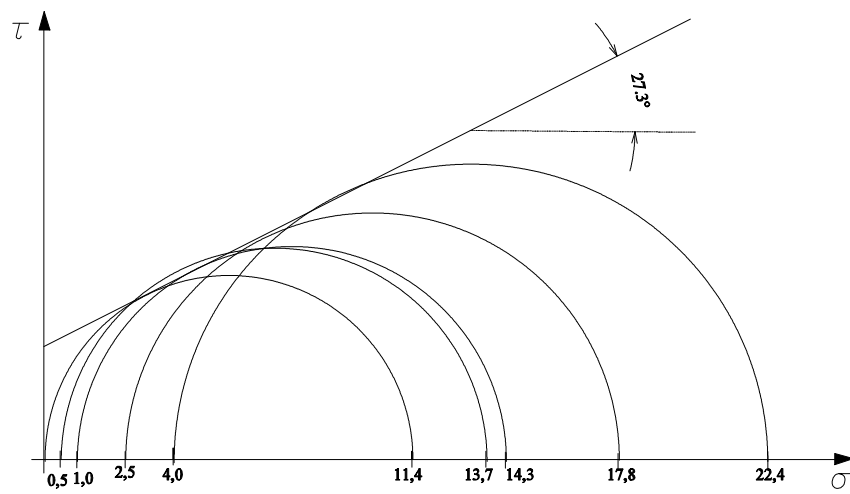


Figura 4.10: *Determinação do ângulo de atrito interno para a argamassa 1:1:6, com uma relação de água/cimento 1,43*

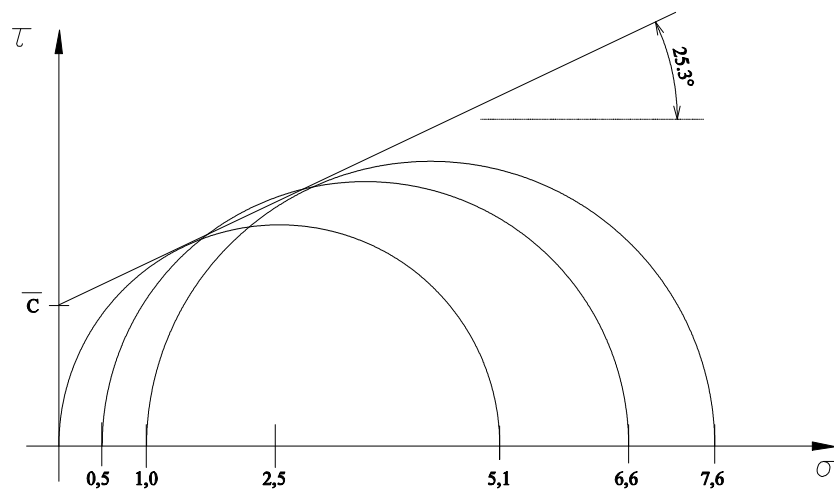


Figura 4.11: *Determinação do ângulo de atrito interno para a argamassa 1:1:6, com uma relação de água/cimento 1,60*

devido ao respectivo aumento das tensões de confinamento, mas é incapaz de modelar as mudanças nas propriedades elásticas da argamassa correspondente ao aumento das tensões de confinamento. Em compensação, pode-se obter por meio dos ensaios um parâmetro plástico denominado coesão, usado para definição da superfície de escoamento de Drucker-Prager, quando a argamassa estiver sob compressão crescente. Portanto, o modo de ruptura por esmagamento da argamassa pode ser melhor avaliado.

A análise dos resultados dos ensaios permitiu estabelecer equações que são capazes de prever a resistência à compressão do prisma e, por consequência, também da alvenaria. Estas equações foram escritas em função da proporção dos módulos de elasticidade da argamassa e do bloco e das resistências à compressão da argamassa e resistência à tração do bloco. Foram obtidas por meio de regressões não-lineares e fornece bons resultados quando aplicadas aos dados de outros pesquisadores.

4.3 Resultados experimentais de Mendes

4.3.1 Descrição geral dos ensaios

Mendes estudou a resistência à compressão de prismas de blocos cerâmicos, simples ou grauteados e assentamento total. Foram utilizados blocos estruturais cerâmicos com um septo central, dimensões nominais de 140x190x290 [mm³], espessura das paredes de 2,5 cm e área líquida de 212,5 cm², conforme figura 2.4 e 2.5. Foram usados dois tipos de argamassa e três tipos de grautes.

4.3.2 Propriedades mecânicas e resistências dos componentes dos prismas

As tabelas 4.7 e 4.8, mostram a resistência à compressão e tração dos blocos cerâmicos utilizados na confecção dos prismas. O valor médio da resistência à compressão dos blocos podem ser considerados elevados comparados com os blocos de concreto. Nota-se também, pela tabela 4.8 que a resistência à tração dos blocos cerâmicos é proporcionalmente menor do que os blocos de concreto. Para os blocos de concreto, a relação entre a resistência à tração e compressão está normalmente entre 1/10 a 1/15. Para os blocos cerâmicos este número é de aproximadamente 1/30, tomando como referência a resistência na área líquida.

O módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e as resistências à compressão das argamassas tipo (iii) e (i), são mostrados nas tabelas 4.9 e 4.10. O traço da argamassa tipo (iii) é 1:1:6 e a do tipo (i) é 1:0.25:3, conforme classificação da norma britânica BS 5628.

As figuras 4.12, 4.13 e 4.14 mostram as curvas tensão-deformação para os materiais componentes do prisma, isto é, o material cerâmico, as argamassas e os grautes. Especificamente na figura 4.12, é mostrada a curva tensão-deformação de um corpo de prova cerâmico com dimensões de 49x55x14 [mm³] em processo de carga e descarga.

<i>N⁰ corpos de prova</i>	<i>Resistência na área bruta (MPa)</i>	<i>Resistência na área líquida (MPa)</i>	<i>Desvio padrão área bruta (MPa)</i>	<i>Coeficiente de variação (%)</i>
9	22,89	43,73	1,68	7,34

Tabela 4.7: Resistência média à compressão dos blocos cerâmicos

<i>N⁰ corpos de prova</i>	<i>Dimensões médias (mm)</i>	<i>Carga média aplicada (kN)</i>	<i>Resistência média à tração (MPa)</i>	<i>Coeficiente de variação (%)</i>
5	290x190x140	48	1,19	9,2

Tabela 4.8: Resistência média à tração dos blocos cerâmicos

<i>Tipo de argamassa</i>	<i>N⁰ corpos de prova</i>	<i>E médio (MPa)</i>	<i>Coef. var. (%)</i>	<i>Poisson</i>	<i>Coef. var. (%)</i>
(iii)	4	10131	8	0,12	11
(i)	4	20696	5,5	0,22	13,6

Tabela 4.9: Características mecânicas das argamassas

<i>Tipo de argamassa</i>	<i>N⁰ corpos de prova</i>	<i>Resistência média (MPa)</i>	<i>Coeficiente de variação (%)</i>
(iii)	14	6,64	7,91
(i)	14	20,18	6,71

Tabela 4.10: Resistência média à compressão das argamassas

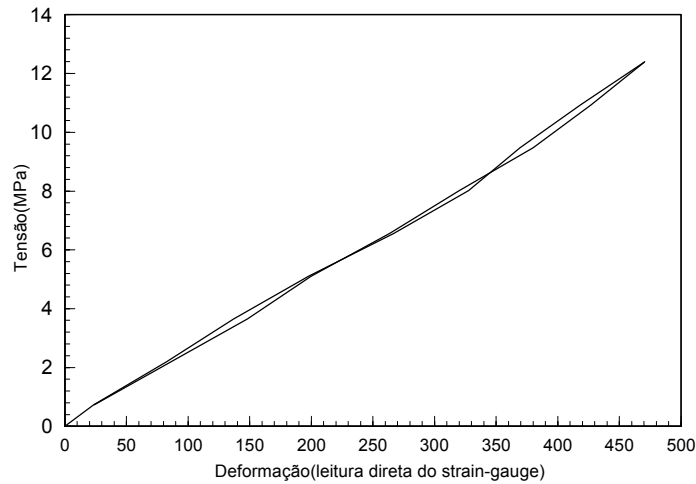


Figura 4.12: *Curva tensão-deformação de um corpo de prova cerâmico com dimensões de $49 \times 55 \times 14$ [mm³], com processo de carga e descarga*

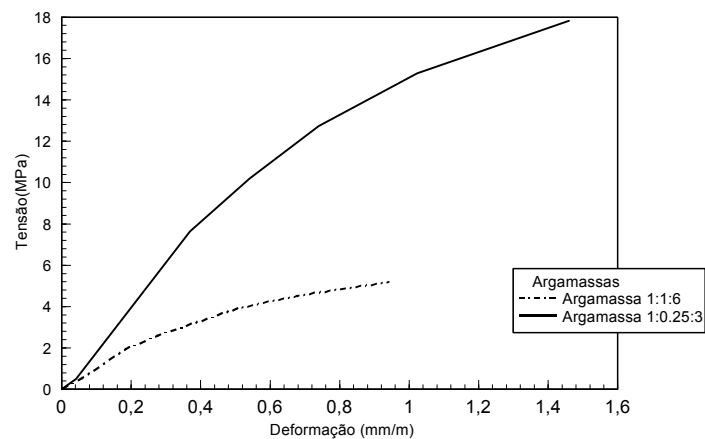


Figura 4.13: *Curva tensão-deformação das argamassas 1:1:6 e 1:0.25:3*

Pode-se perceber que o comportamento do material cerâmico é praticamente elástico-linear para o nível de carga a que foi solicitado. Este comportamento é válido até quase a ruptura, quando apresenta um pequeno trecho não-linear. É importante observar que as curvas tensão-deformação deste tipo de ensaio tem como principal objetivo medir as propriedades elásticas dos materiais (E e ν) e, portanto, podem não ser uma boa indicação da ductilidade do material, já que o corpo de prova não é normalmente levado à ruptura. De maneira geral, pode-se afirmar que materiais menos resistentes possuem um comportamento mais acentuadamente não-linear, ver as figuras 4.13 e 4.14.

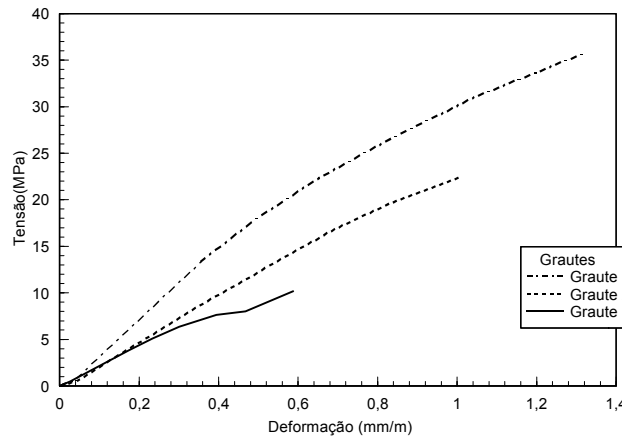


Figura 4.14: *Curvas tensão-deformação dos grautes 1, 2 e 3*

4.3.3 Propriedades mecânicas e resistências dos prismas

O autor organiza as resistências dos componentes e dos prismas em apenas na tabela.4.11. A notação utilizada para designar os prismas é a seguinte: o primeiro número refere-se ao tipo de argamassa (1 ou 3), o segundo número refere-se a série, ou seja, o tipo de graute (0 sem graute e 1, 2 e 3 para os grautes 1, 2 e 3, respectivamente). Por exemplo, o prisma 10 significa prisma com argamassa (i) e sem graute, e o prisma 33 é o prisma com argamassa (iii) e com o graute 3. Os módulos de elasticidade foram calculados considerando a área bruta (E_{opb}) e a área líquida do bloco (E_{opt}).

Na figura 4.15, é possível visualizar as curvas tensão-deformação de alguns prismas ensaiados por Mendes. Pode-se notar que há várias “quebras” nas curvas devido à rupturas localizadas nos prismas. Esta é uma característica da alvenaria estrutural, pois a parede vai progressivamente apresentando rupturas localizadas nas juntas ou nas unidades de alvenaria, durante o processo de carga.

4.3.4 Modos de ruptura

As figuras 4.16, 4.17 e 4.18 mostram os mecanismos de ruptura dos prismas obtidos por Mendes. Os prismas grauteados apresentaram um modo de ruptura muito semelhante, ver figura 4.16, com ruptura das flanges devido à expansão do graute e o descolamento das paredes do prisma.

Em contrapartida, os prismas simples assentados com as argamassas (i) e (iii) tiveram os mecanismos de ruptura completamente diferentes. Para a argamassa (iii), com menor resistência à compressão, a ruptura ocorreu de forma semelhante ao bloco

<i>Prismas</i>	<i>Nº de corpos de prova</i>	<i>Resistência na área bruta (MPa)</i>	<i>Resistência na área líquida (MPa)</i>	<i>C.V. (%)</i>	<i>E_{opb}⁽¹⁾ (MPa)</i>	<i>E_{opl}⁽²⁾ (MPa)</i>
30	4	8,11	15,49	16,44	4508	8446
31	4	12,28	-	12,96	18065	-
32	6	14,66	-	10,23	15609	-
33	6	17,94	-	8,13	13557	-
10	6	12,56	24,00	6,50	5249	10028
11	5	20,81	-	6,26	13804	-
12	6	19,53	-	5,78	10893	-
13	5	21,33	-	10,98	12821	-

⁽¹⁾Módulo de elasticidade do prisma na área bruta

⁽²⁾ Módulo de elasticidade do prisma na área líquida

Tabela 4.11: *Resistência à compressão dos prismas e módulos de elasticidade nas áreas líquida e bruta*

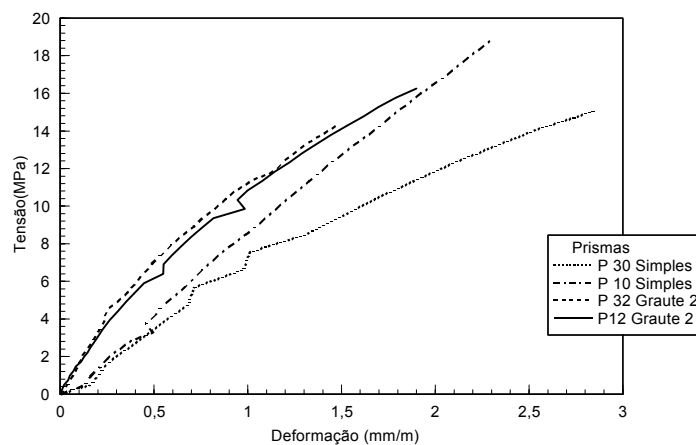


Figura 4.15: *Curvas tensão deformação dos prismas com blocos cerâmicos simples e com graute G1 e G2*

de concreto, isto é, por tração no bloco a partir das juntas, ver figura 4.17. Este modo de ruptura pode ser classificado como “dúctil”. Os prismas confeccionados com a argamassa (i) de maior resistência tiveram uma ruptura brusca, quase explosiva, como pode ser constatado pela figura 4.18. Evidentemente, este modo de ruptura é considerado “frágil”. Mesmo que os prismas assentados com a argamassa (i) apresentassem um fator de eficiência maior do que os prismas construídos com a argamassa (iii), o modo de ruptura é considerado inadequado e esta combinação de materiais deveria ser evitada em paredes.



Figura 4.16: *Ruptura característica de prismas grauteados: a primeira figura mostra um prisma com graute 1 e a segunda com graute 3*



Figura 4.17: *Ruptura característica de prismas com argamassa (iii), não grauteados*



Figura 4.18: *Ruptura característica de prismas com argamassa (i), não grauteados*

4.3.5 Comentários

A particularidade do trabalho de Mendes foi ensaiar exclusivamente blocos cerâmicos com resistências à compressão elevadas, quando comparado aos blocos de concreto. O autor também constata que as resistências à compressão dos prismas, principalmente os não-grauteados, são influenciadas pelas resistências à compressão das argamassas.

Alguns resultados inesperados foram encontrados na análise dos ensaios de prismas grauteados. A figura 4.19 mostra a resistência à compressão do prisma em função da resistência à compressão do graute. Pela análise da figura, parece haver uma resistência do graute ótima, para ambos os tipos de argamassa, que maximiza a resistência do prisma.

4.4 Resultados experimentais de Romagna

4.4.1 Descrição geral dos ensaios

Romagna ensaiou 60 prismas com três tipos de blocos de concreto diferentes, dois tipos de argamassas (1:1:6) e (1:0,5:4,5), quatro grautes com diferentes resistências à compressão e dois tipos de assentamento, total e lateral. O bloco utilizado tem dimensões nominais de 140x190x390 [mm³] e área líquida de 316 cm², tendo as mesmas características geométricas do bloco utilizado por Mohamad.

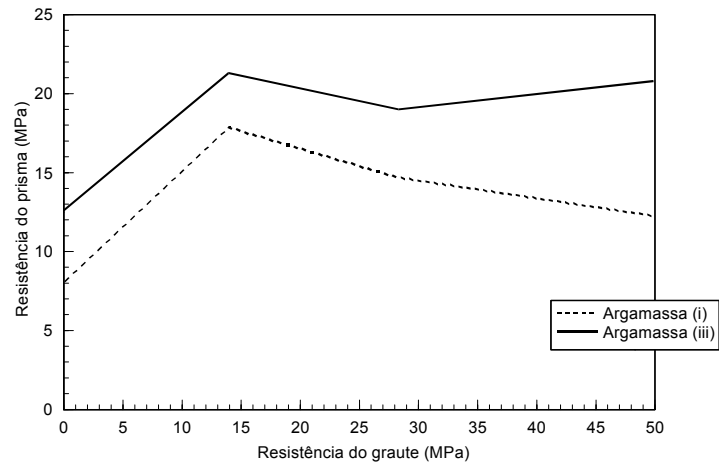


Figura 4.19: *Resistência do prisma em função da resistência do graute, segundo Mendes (1998)*

4.4.2 Propriedades mecânicas e resistências dos componentes dos prismas

As tabelas 4.12 e 4.13 mostram as resistências à compressão e tração dos blocos B1, B2 e B3 utilizados pelo autor na confecção dos prismas. Percebe-se que um número elevado de corpos de prova usados nos ensaios, o que aumenta a confiabilidade dos resultados experimentais. O módulo de elasticidade do bloco, E_b , fornecido na tabela 4.13, não foi medido experimentalmente. Ele foi estimado pela fórmula da ACI - Building Code 318, utilizando a resistência à compressão na área líquida dos blocos para a obtenção destes valores.

As propriedades mecânicas e a resistência à compressão das argamassas e dos grautes são fornecidas nas tabelas 4.14 e 4.15. Ao contrário do bloco, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson das argamassas e grautes, foram medidos experimentalmente. Os módulos de elasticidade da argamassa e do graute, E_a e E_g ,

Bloco	N^0 CP_r	Área Bruta (546 cm^2)			Área Líquida (316 cm^2)		
		Média(MPa)	Sd (MPa)	C. V. (%)	Média(MPa)	Sd (MPa)	C. V. (%)
B1	18	8,60	0,38	4,53	14,86	0,65	4,53
B2	18	13,92	0,97	7,11	24,06	1,51	7,11
B3	18	18,90	1,50	7,92	32,65	2,58	7,92

Tabela 4.12: *Resistência à compressão dos blocos de concreto*

<i>Bloco</i>	$N^0 CP_r$	<i>Média(MPa)</i>	<i>Sd (MPa)</i>	<i>C. V. (%)</i>	$E_b(MPa)$
B1	18	0,91	6,19	8,95	15540
B2	18	1,44	0,17	12,17	20930
B3	18	1,75	3,28	9,39	25581

Tabela 4.13: *Resistência à tração e módulo de elasticidade dos blocos de concreto*

<i>Argamassa</i>	N^0	<i>Resistência</i>	<i>Sd</i>	<i>C. V.</i>	E_a	<i>C. V.</i>	ν_a	<i>C. V.</i>
	CP_r	(MPa)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)		(%)
A1(iii)	3	4,84	0,13	2,78	5781	12,62	0,12	12,62
A2(ii)	3	6,50	0,71	11,0	7222	23,06	0,12	-

Tabela 4.14: *Características mecânicas das argamassas*

<i>Graute</i>	$N^0 CP_r$	<i>Resistência à compressão (MPa)</i>	<i>C. V. (%)</i>	$E_g (MPa)$	<i>C. V. (%)</i>	ν_g
G1	3	5,88	11,62	6805	17,67	0,14
G2	3	12,53	7,02	17263	14,58	0,14
G3	2	29,40	0,55	25692	0,84	0,15
G4	2	32,88	2,02	26843	2,18	0,17

Tabela 4.15: *Resistência à compressão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos grautes*

foram extraídos das curvas tensão-deformação apresentadas na figuras 4.20 e 4.21. Os coeficientes de Poisson da argamassa e do graute, ν_a e ν_g , possuem coeficientes de variação maiores do que os da resistência à compressão e não são fornecidos pelo autor.

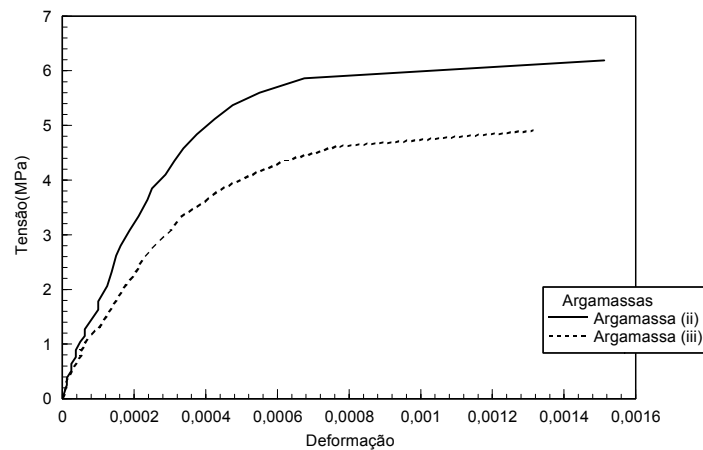


Figura 4.20: *Curvas tensão-deformação para as argamassas (ii) e (iii)*

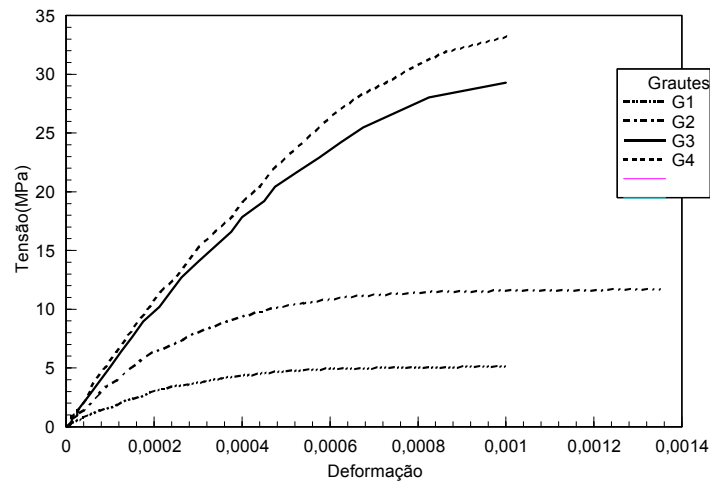


Figura 4.21: *Curvas tensão-deformação para os grautes G1, G2, G3 e G4*

4.4.3 Propriedades mecânicas e resistência dos prismas

As tabelas 4.16 e 4.17 agrupam os principais resultados experimentais relativos aos prismas. A tabela 4.16 mostra as combinações de bloco, argamassa e graute utilizados nos prismas com assentamento total, enquanto que a tabela 4.17 mostra estas combinações para os prismas com assentamento lateral. Em ambas tabelas, podem-se ver as resistências à compressão dos prismas referidas à área bruta ou líquida, assim como o fator de eficiência para cada combinação de materiais.

Tipo de prisma	Bloco A_{liq} (MPa)	Bloco A_{br} (MPa)	Argamassa (MPa)	Graute (MPa)	Prisma A_{liq} (546cm ²) (MPa)	Prisma A_{br} (316cm ²) (MPa)	Fator de Eficiência da Alvenaria	Ruptura (%)
S/G B1 A1 G2 G3 G4	17,68	10,23	3,90		12,47	7,22	0,70	87,20
				7,55	9,17		0,52	79,80
				13,86	12,92		0,73	89,76
				27,12	15,50		0,87	68,13
				38,01	18,20		1,03	42,43
S/G B2 A1 G2 G3 G4	27,42	15,86	5,57		15,73	9,10	0,57	49,58
				7,81	11,01		0,40	67,00
				14,51	14,40		0,52	68,70
				27,22	16,48		0,60	63,88
				38,30	19,09		0,69	47,30
S/G B3 A1 G2 G3 G4	28,98	16,77	3,80		17,06	9,87	0,58	79,70
				7,40	11,61		0,40	61,36
				13,10	15,77		0,54	69,60
				27,27	17,12		0,59	62,37
				39,60	20,27		0,70	56,62
S/G B1 A2 G2 G3 G4	12,50	7,23	7,68		8,00	4,63	0,64	54,74
				6,31	5,56		0,44	90,10
				15,10	11,15		0,89	79,28
				26,79	12,90		1,03	61,06
				37,01	15,76		1,26	55,57
S/G B2 A2 G2 G3 G4	24,06	13,92	7,39		17,89	10,35	0,74	49,62
				6,81	10,92		0,45	65,05
				14,70	17,05		0,70	54,29
				25,08	17,84		0,74	59,45
				34,91	21,11		0,87	56,09
S/G B3 A2 G2 G3 G4	33,52	19,40	7,81		22,04	12,76	0,65	52,24
				6,70	11,35		0,33	75,33
				16,37	16,71		0,50	65,77
				27,64	17,07		0,51	49,03
				40,62	17,14		0,51	65,42

Tabela 4.16: Resistência à compressão, fator de eficiência carga de ruptura dos prismas com assentamento total

Tipo de prisma	Bloco A_{liq} (MPa)	Bloco A_{br} (MPa)	Argamassa (MPa)	Graute (MPa)	Prisma A_{liq} (546cm ²) (MPa)	Prisma A_{br} (316cm ²) (MPa)	Fator de Eficiência da Alvenaria	Ruptura (%)
S/G G1 B1 A1 G2 G3 G4	14,39	8,32	4,83		10,08	4,24	0,70	87,00
				7,17	6,05		0,42	100,00
				15,02	12,65		0,88	94,61
				25,78	15,00		1,04	100,00
				33,90	15,81		1,10	100,00
S/G G1 B2 A1 G2 G3 G4	20,70	11,98	3,90		15,88	6,69	0,77	92,96
				6,95	9,62		0,46	91,82
				13,00	14,46		0,70	100,00
				23,82	17,11		0,82	96,40
				32,41	19,53		0,94	72,78
S/G G1 B3 A1 G2 G3 G4	35,56	20,52	4,27		20,55	8,65	0,58	53,71
				8,22	13,04		0,36	40,23
				11,92	17,08		0,48	61,63
				21,45	20,12		0,56	60,29
				31,86	20,44		0,57	58,80
S/G G1 B1 A2 G2 G3 G4	14,39	8,32	7,90		12,20	5,13	0,84	84,14
				6,57	8,16		0,56	100,00
				12,45	13,10		0,91	93,64
				28,42	16,69		1,16	76,33
				35,72	17,34		1,20	66,46
S/G G1 B2 A2 G2 G3 G4	20,70	11,98	9,84		17,23	7,26	0,83	67,76
				6,26	10,29		0,49	90,00
				12,81	16,10		0,77	75,00
				28,50	18,51		0,89	71,70
				33,83	20,52		1,00	65,31
S/G G1 B3 A2 G2 G3 G4	35,46	20,52	7,14		23,56	9,92	0,66	68,10
				8,33	13,54		0,38	71,33
				13,68	18,18		0,51	56,50
				25,53	20,13		0,56	71,43
				34,66	25,12		0,71	59,43

Tabela 4.17: Resistência à compressão, fator de eficiência carga de ruptura dos prismas com assentamento lateral

As figuras 4.22 a 4.34 mostram as curvas tensão-deformação dos prismas ensaiados por Romagna. Pode-se notar pelas figuras que, em algumas curvas, tem-se um comportamento próximo do elástico-linear e que são sensíveis a variação das propriedades dos materiais.

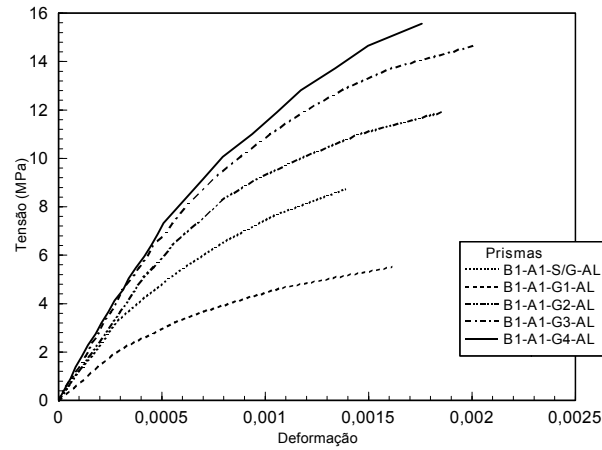


Figura 4.22: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B1, argamassa tipo A1, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)*

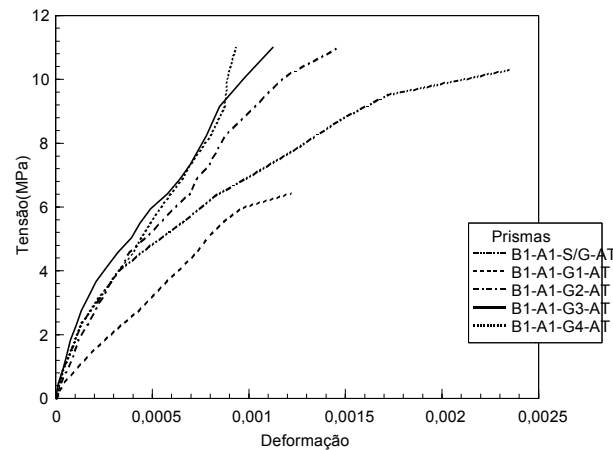


Figura 4.23: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B1, argamassa tipo A1, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento total (AT)*

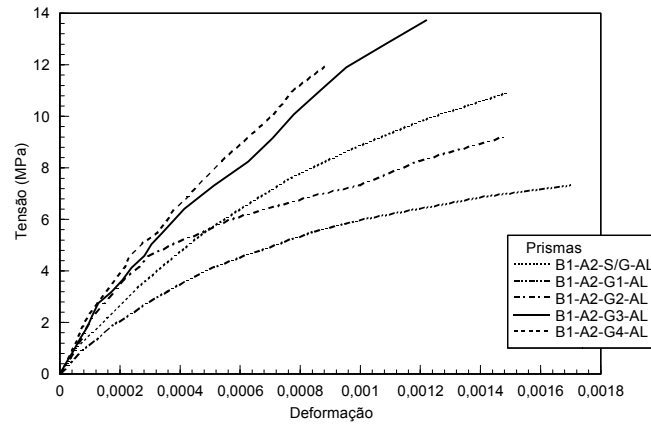


Figura 4.24: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B1, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)*

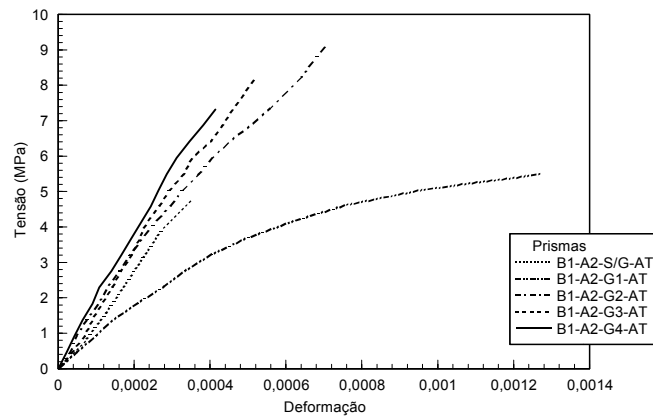


Figura 4.25: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B1, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento total (AT)*

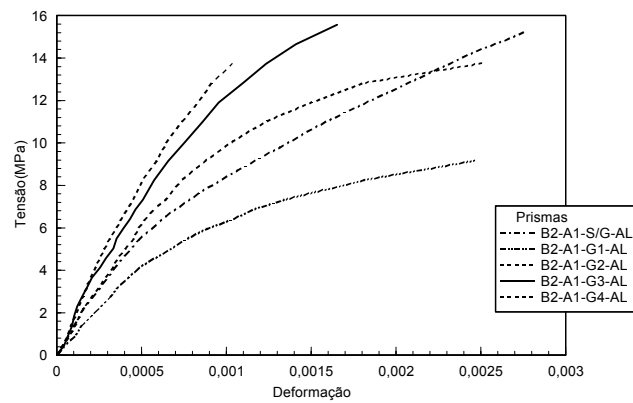


Figura 4.26: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B2, argamassa tipo A1, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)*

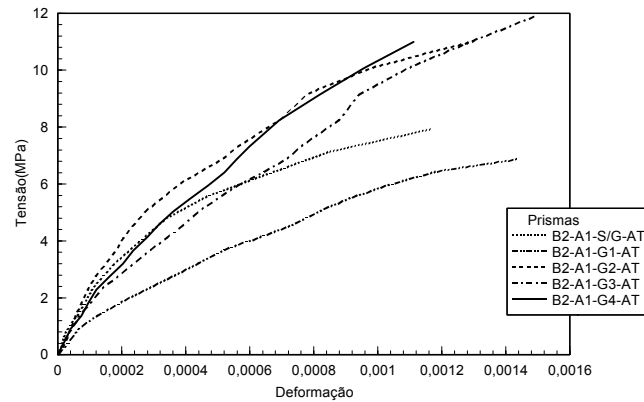


Figura 4.27: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B2, argamassa tipo A1, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento total (AT)*

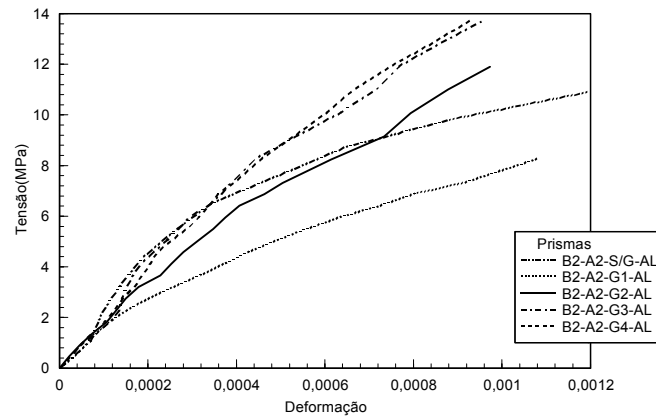


Figura 4.28: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B2, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)*

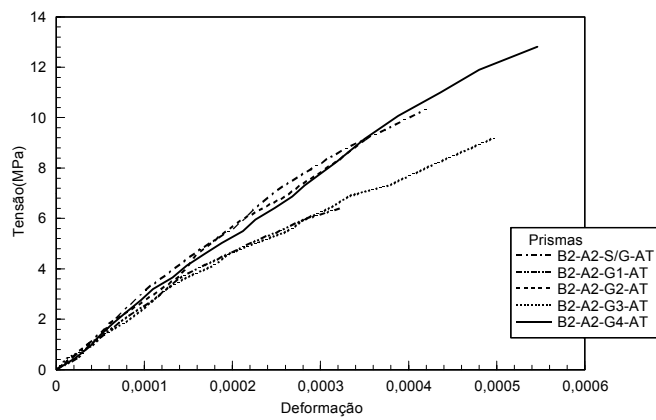


Figura 4.29: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B2, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento total (AT)*

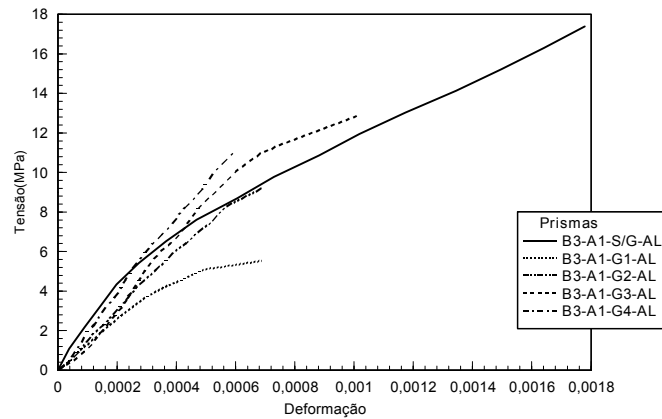


Figura 4.30: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B3, argamassa tipo A1, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)*

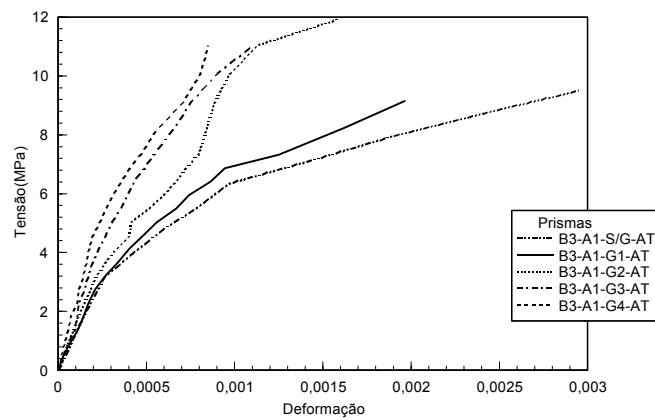


Figura 4.31: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B3, argamassa tipo A1, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento total (AT)*

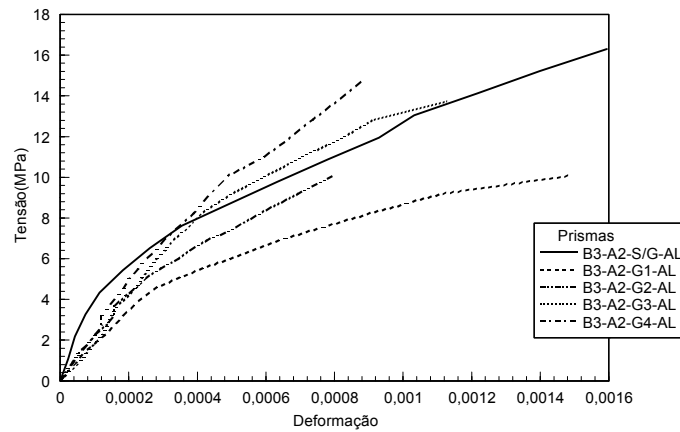


Figura 4.32: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B3, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)*

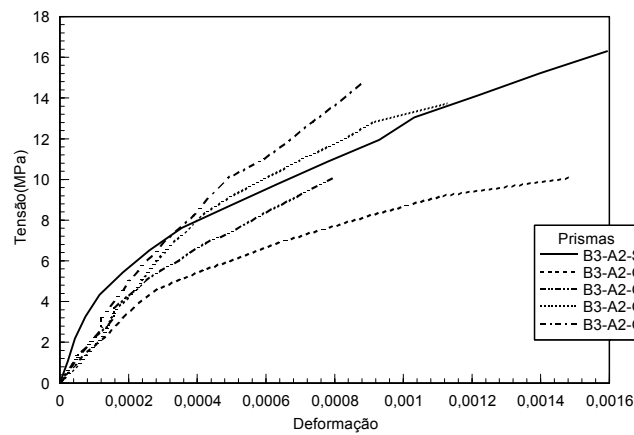


Figura 4.33: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B3, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento lateral (AL)*

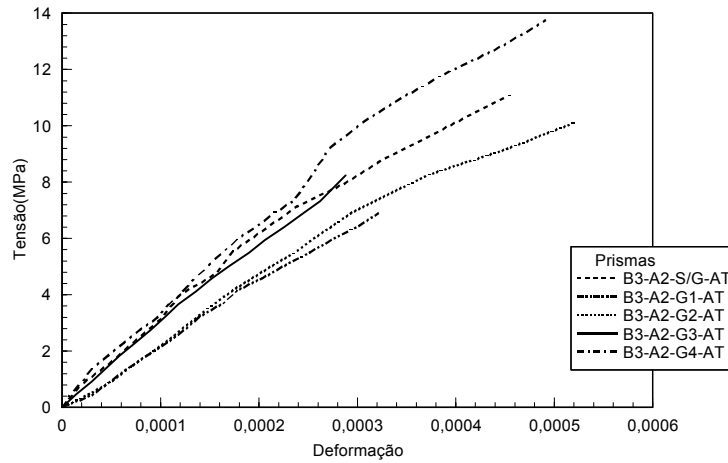


Figura 4.34: *Curvas tensão-deformação para prismas confeccionados com blocos B3, argamassa tipo A2, grautes G1, G2, G3 e G4 e assentamento total (AT)*

4.4.4 Modos de ruptura

As figuras 4.35, 4.36, 4.37 e 4.38 mostram o modo de ruptura dos prismas. Na figura 4.35 é mostrada as fissuras em um prisma simples com assentamento lateral. Nas paredes do prisma tem-se fissuras aleatórias próximas da direção vertical com o surgimento a partir das juntas horizontais (segunda e quarta fotos). Surgem fissuras verticais nas flanges dos blocos indicando que, nesta, direção o prisma parece funcionar como um viga biapoiada de grande altura. Nos demais prismas as fissuras tem um aspecto semelhante, com fissuras verticais distribuídas por flanges e, principalmente pelas paredes dos blocos, devido as tensões de tração introduzidas pela expansão do graute e da argamassa.



Figura 4.36: *Modos de ruptura de prisma simples com assentamento total*

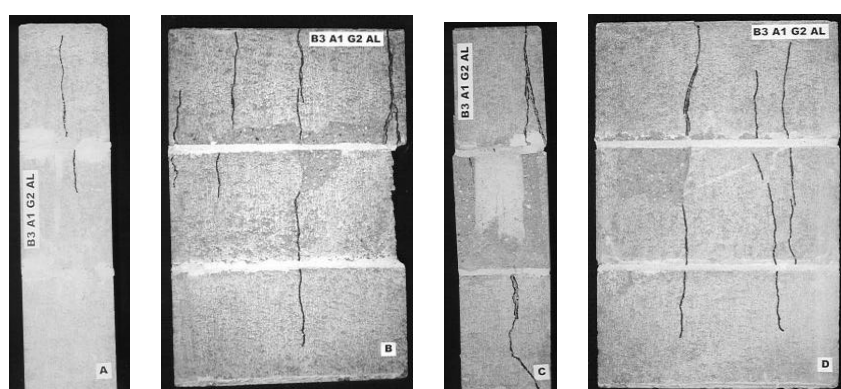


Figura 4.37: *Modos de ruptura de prisma grauteado com assentamento lateral*

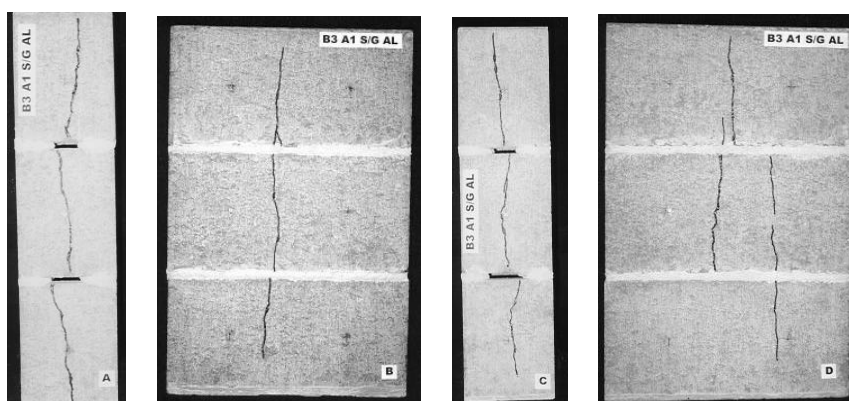


Figura 4.35: *Modos de ruptura de prisma simples com assentamento lateral*

4.4.5 Comentários

A característica mais marcante do trabalho de Romagna foi a utilização de duas formas distintas de assentar a argamassa: assentamento total e lateral. Na análise

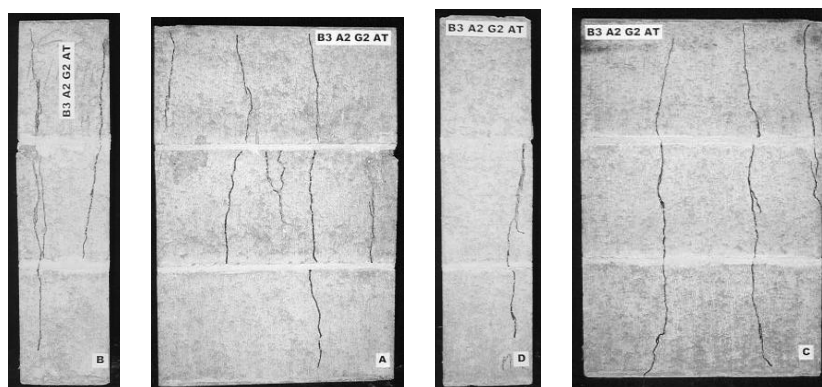


Figura 4.38: *Modos de ruptura de prisma grautado com assentamento total*

dos resultados experimentais, o autor encontrou prismas grautados com comportamento semelhante aos resultados de Mendes, ou seja, o modo de ruptura é essencialmente por tração nos blocos induzida pela expansão do graute.

Capítulo 5

Simulação numérica do ensaio de compressão do prisma

5.1 Introdução

Neste capítulo, são mostradas as hipóteses básicas, as simplificações e os resultados do programa computacional DIANA para a simulação numérica do ensaio de compressão do prisma. A partir dos resultados experimentais apresentados no Capítulo 4, efetuou-se o modelamento dos ensaios de compressão de prismas com as seguintes características:

- prismas simples de bloco de concreto com assentamento total;
- prismas simples de bloco de concreto com assentamento lateral;
- prismas simples de bloco de material cerâmico com assentamento total;
- prismas grauteados de bloco de concreto com assentamento total;
- prismas grauteados de bloco de concreto com assentamento lateral;
- prismas grauteados de bloco de material cerâmico com assentamento total.

Estas seis combinações correspondem a grande maioria dos casos práticos. Conforme já comentado no Capítulo 3, será utilizado o programa computacional DIANA para efetivar a simulação destas combinações.

A seguir, descreve-se as hipóteses básicas e limitações utilizadas pelo modelo matemático na simulação do ensaio de compressão. A maioria destas hipóteses já foram mencionadas no Capítulo 3.

5.2 Hipóteses básicas e limitações do modelo

O modelamento matemático é sempre uma representação simplificada de um fenômeno físico complexo. É necessário simplificar para se obter um modelo robusto e confiável e que forneça resultados dentro de uma precisão considerada aceitável.

A principal hipótese que se faz é que o modelo adotado nesta tese é determinístico e não probabilístico. Isto significa que as propriedades mecânicas dos materiais, quer sejam elásticas ou plásticas, são tomadas como propriedades médias sem levar em conta sua variabilidade real. A consequência disto é a obtenção de um padrão de fissura similar aos dados experimentais.

A segunda hipótese é sobre a ordem de grandeza das deformações e deslocamentos. Tanto a teoria da elasticidade como da plasticidade são formuladas para a hipótese de pequenos deslocamentos ou deformações infinitesimais. Esta formulação é mais simples do que uma teoria geral e fornece bons resultados para os tipos de materiais e de condições de cargas deste trabalho.

A única não-linearidade considerada relevante é a não-linearidade física ou do material. As não-linearidades geométrica e de contato serão desprezadas pois influenciam pouco nos resultados finais.

Na verdade, considerar apenas a não-linearidade física na análise é uma hipótese que será testada e avaliada pelos resultados fornecidos pelo programa, através da comparação com os resultados experimentais.

Os materiais cimentícios, como o concreto e argamassa, apresentam comportamento mecânico viscoso, isto é, as deformações dependem do tempo. Como o objetivo deste trabalho é simular um ensaio de curta duração, esta característica dos materiais não será representada.

A única simplificação na geometria dos corpos feita nos modelos foi considerar constante a espessura das paredes e flanges do bloco de concreto. Segundo Shrive (1996), a variação da espessura destes elementos acarreta um pequeno aumento nas tensões de tração no bloco, mas possui pouca influência nos resultados finais.

5.3 Características do programa DIANA

O programa computacional DIANA é responsável pela etapa de análise não-linear. As etapas relativas à geração da malha de elementos finitos (coordenadas e cone-

tividades), a aplicação das condições de contorno e cargas e a atribuição das características elásticas dos materiais são realizadas por um programa computacional específico chamado FEMGV.[66],[67] Este programa, que também é responsável pela representação de tensões e deformações, é denominado genericamente de pré/pós processador. Com FEMGV é possível ainda visualizar um padrão das fissuras em cada etapa de carga.

A definição das características plásticas dos materiais, a escolha do tipo de análise e todos os controles sobre o processo não-linear necessários para assegurar estabilidade e confiabilidade são executados pelo programa DIANA, ver Capítulo 3.

Todos os resultados obtidos por meio do método dos elementos finitos são dependentes da malha. Para assegurar que estes resultados sejam confiáveis, é necessário, portanto, que a malha de elementos finitos tenha uma série de características, tais como, um baixo grau de distorção, uma relação de lados dos elementos finitos dentro de certos limites, e alguns controles específicos para o tipo de elemento utilizado.

A seguir, descreve-se de forma sucinta, os cinco testes efetuados pelo programa computacional FEMGV para garantir a qualidade da malha:

- *ângulos máximos*: calcula os ângulos nos vértices dos elementos finitos e compara com valores máximos estipulados em função do tipo de elemento;
- *ângulo mínimo*: idêntico ao anterior, faz o controle dos ângulo mínimos;
- *relação de lados do elemento*: calcula a relação de lados (aspect ratio) dos elementos finitos e compara com limites estipulados em função do tipo de elemento;
- *posição do nó intermediário 1*: calcula a posição do nó intermediário (elemento quadrático) em relação a uma linha que une os dois nós nos vértices. O ideal é que o nó intermediário estivesse exatamente sobre ponto médio desta linha;
- *posição do nó intermediário 2*: conhecido como “bulge test”, calcula a posição do nó intermediário em relação a uma perpendicular da linha que une os dois nós nos vértices. O ideal é que o nó intermediário esteja exatamente no ponto médio desta linha.

A distorção da malha é medida através dos testes de ângulos máximos, mínimos e do cálculo da relação de lados do elemento. Especificamente, para elemento finito quadrático são realizados os dois últimos testes, aplicados ao nó intermediário do elemento. Se a malha não for aprovada em algum destes testes, significa que erros de

discretização estão sendo introduzidos na análise e, podem invalidar todos os resultados da simulação.

Todas as malhas apresentadas no itens a seguir foram aprovadas nos cinco testes, garantindo que em nenhum dos prismas simulados haja erros de discretização.

5.4 Análise elástica preliminar

É obrigatório efetuar uma análise linear preliminar antes de cada análise não-linear, para que todas as variáveis que controlam o processo sejam inicializadas, como por exemplo, a montagem da matriz de rigidez elástica da estrutura. É nesta fase que qualquer erro de geração de malha, atribuição de propriedades elásticas/plásticas, aplicação de cargas ou de condições de contorno são detectados.

Além disto, pode-se verificar se os resultados obtidos são coerentes com uma teoria mais simples, como a Resistência dos Materiais, e comparar com resultados de outros pesquisadores, já que a maioria efetuou apenas análises elásticas, ver Cap. 2.

As figuras 5.1 e 5.2 mostram as tensões normais na direção Z e X, respectivamente, em um prisma simples de bloco de concreto. Na figura 5.1, pode-se observar que as tensões normais de compressão na direção Z variam pouco, conforme constataram

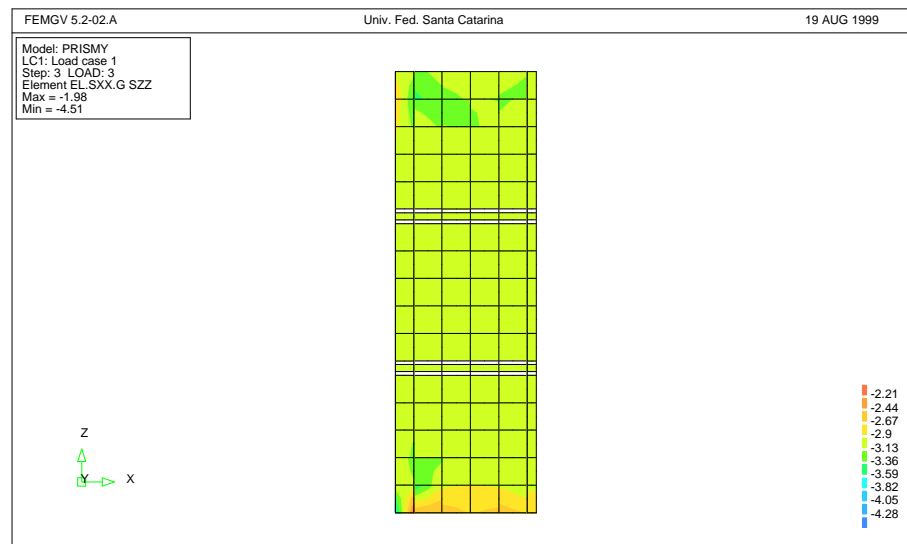


Figura 5.1: Tensões normais na direção do eixo Z

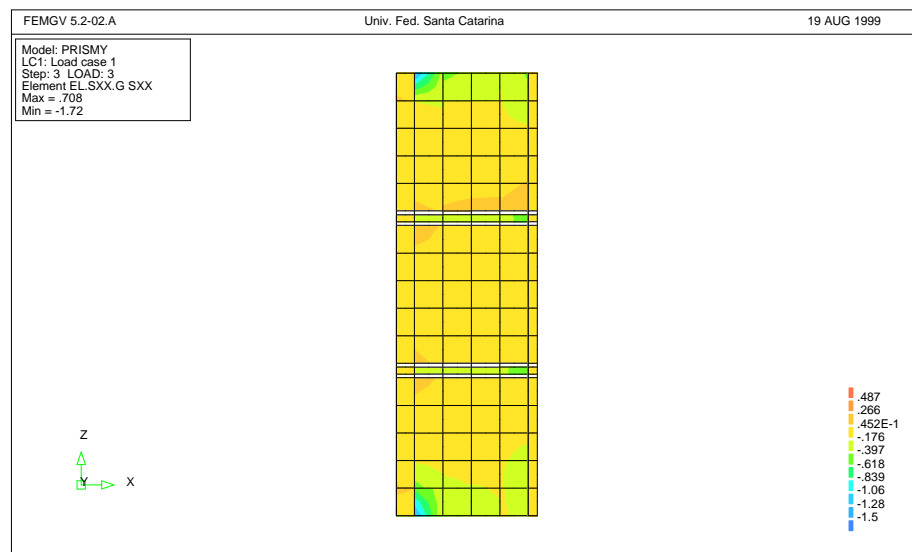


Figura 5.2: *Tensões normais na direção do eixo X.*

os pesquisadores Cheema e Klingner. Na direção X, tem-se tensões de tração no plano da área de assentamento da argamassa, ver figura 5.2. Os valores destas tensões dependem da proporção de módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson do bloco e da argamassa.

As cargas foram aplicadas no topo dos prismas, utilizando uma opção do programa DIANA denominada de pressão (pressure), ver figura 5.3. Estas cargas serão incrementadas pelo programa até a ruptura final dos prismas. O tamanho do incremento de cargas é variável e o DIANA realiza uma série de controles nestes incrementos para manter os resultados dentro de uma precisão pré-estabelecida.

As condições de contorno dos prismas foram estabelecidas considerando a simetria e as restrições devido às placas da prensa. Na base do prisma, aplicou-se uma restrição total dos nós devido a grande rigidez desta placa. No topo, os nós estão submetidos apenas as restrições de simetria. É necessário destacar que as tensões no prisma são extremamente sensíveis às variações das condições de contorno.

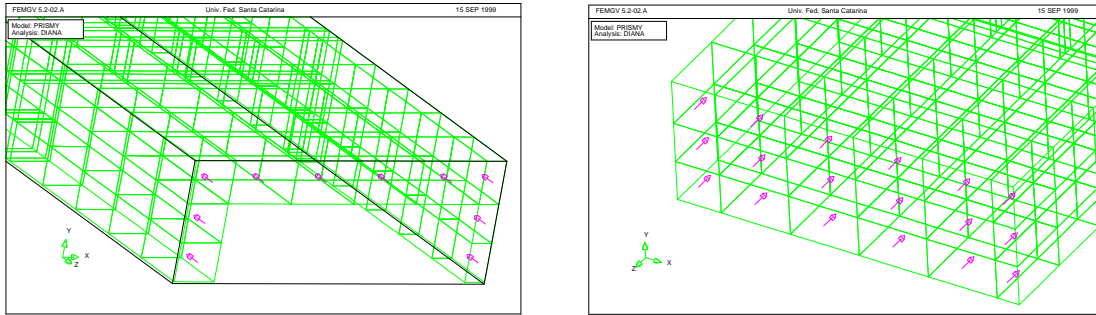


Figura 5.3: *Análise elástica preliminar do prisma. A primeira figura mostra as tensões normais na direção Z e a segunda figura as tensões normais em X*

5.5 Obtenção das propriedades plásticas dos materiais

O modelo micro-detalhado adotado neste estudo requer uma descrição experimental detalhada do comportamento dos materiais. Como nem sempre foi possível obter todos os dados experimentais necessários para alimentar o modelo teórico, procurou-se suprir estas lacunas por meio da literatura específica da área com valores de outros autores que fossem compatíveis com os da análise em questão.

Neste item, pretende-se mostrar como os dados obtidos experimentalmente, apresentados no Capítulo 4, são transformados nas grandezas que o programa computacional DIANA necessita como dados de entrada.

Além das propriedades elásticas e das resistências à compressão e tração dos materiais, os diagramas tensão-deformação dos materiais são as principais fontes de informações para se obter algumas constantes plásticas necessárias para o controle do processo não-linear.

A superfície de escoamento de Drucker-Prager é classificada na Teoria da Plasticidade como um critério de escoamento com dois parâmetros, isto é, basta fornecer dois parâmetros para definir completamente a superfície de escoamento. Conforme visto no Capítulo 3, para definir a superfície de escoamento de Drucker-Prager são necessários conhecer a coesão \bar{c} , e o ângulo de atrito interno, ϕ . A dilatância será considerada igual ao ângulo de atrito interno, isto é, $\phi = \psi$, tornando o problema simétrico. A equação

(3.28), das constantes α_f e β , reproduzidas abaixo, permitem obter

$$\alpha_f = \frac{2\text{sen}\phi(\square)}{3 - \text{sen}\phi(\square)} \quad \text{e} \quad \beta = \frac{6 \cos \phi(\square)}{3 - \text{sen}\phi(\square)} \quad (5.1)$$

o valor da coesão para um determinado valor do ângulo de atrito interno conhecido. Baseado em recomendações dos manuais do programas computacional DIANA, na literatura de concreto e dos resultados experimentais de Gihad em argamassas com vários níveis de confinamento adotou-se um *valor constante* para o ângulo interno de 30° . A partir destas hipóteses, o valor da coesão fica em função apenas da resistência à compressão, conforme expressão abaixo

$$\bar{c} = f_c \frac{1 - \alpha_f}{\beta} \simeq 0,289 f_c \quad (5.2)$$

A expressão da taxa do parâmetro de endurecimento \square , fornecida para eq. (3.35), reproduzida abaixo, torna-se

$$\square = -\frac{\sqrt{1 + 2\alpha_g^2}}{1 - \alpha_g} \varepsilon_3^p \simeq 1,914 \varepsilon_3^p \quad (5.3)$$

com a expressão de α_g , dada por

$$\alpha_g = \frac{2\text{sen}\psi(\square)}{3 - \text{sen}\psi(\square)} \quad (5.4)$$

Como foi admitido que $\phi = \psi = 30^\circ$, é evidente que $\alpha_g = \alpha_f = 0,4$ e $\beta = 2,078$.

A conversão dos diagramas tensão-deformação em diagramas $\bar{c} - \square$ foi realizada em três etapas, conforme figuras 5.4(a) e 5.4(b) e 5.5. A primeira etapa é aproximar o diagramas tensão-deformação real por retas, formando uma poligonal, ver figura 5.4(a). Foram utilizadas 3 ou 4 retas nesta etapa, dependendo da forma do diagrama. A segunda etapa é converter as deformações totais em deformações plásticas, através da relação $\varepsilon^p = \varepsilon - \varepsilon^e$. Assim, para as deformações da figura 5.4(a) foi aplicada esta expressão, resultando no diagrama mostrado na figura 5.4(b).

A partir da figura 5.4(b) e das relações (5.2) e (5.3), chega-se a curva com as informações que o programa DIANA necessita como dados de entrada, ver figura 5.5.

O modelo de fissuração distribuída precisa como dados de entrada, conforme estabelecido no item 3.4, a resistência à tração e compressão dos materiais, a largura de banda das fissuras h e da energia de fratura no modo I dos materiais. Portanto, a maioria dos parâmetros necessários para definir o modelo de fissuração distribuída

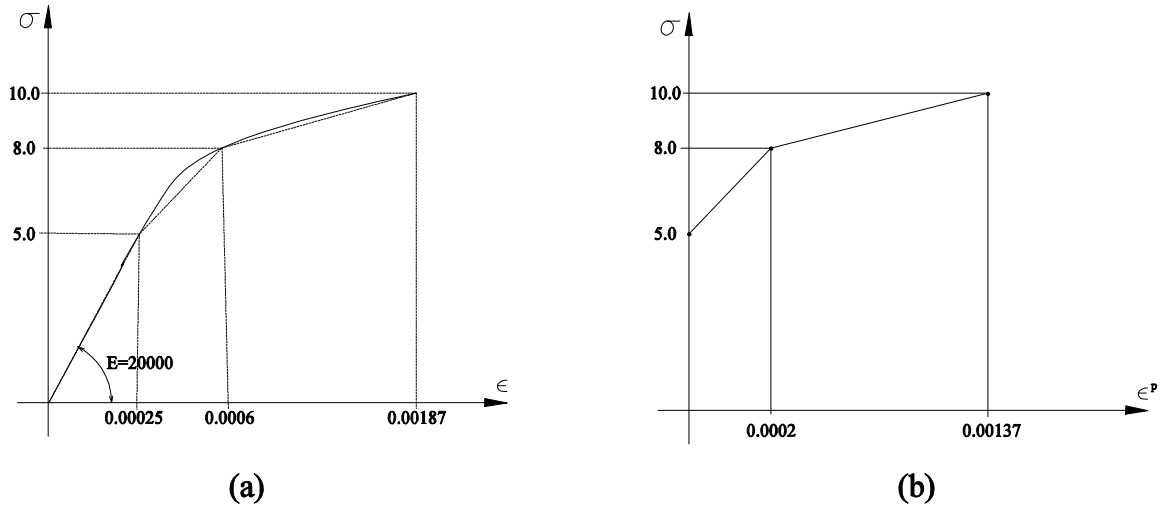


Figura 5.4: Conversão do diagrama tensão-deformação na relação coesão-taxa de parâmetro interno: (a) a relação tensão-deformação aproximada por retas, (b) a relação tensão-deformação plástica

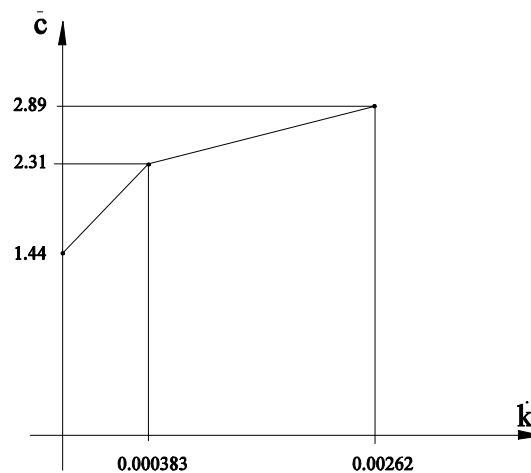


Figura 5.5: A relação coesão-taxa de parâmetro interno final. Esta curva é um dado de entrada do programa DIANA

são extraídos diretamente dos dados experimentais. Quando a resistência à tração dos materiais não estava disponível experimentalmente, considerou-se que esta resistência é igual a um décimo da resistência à compressão dos materiais.

A largura de banda das fissuras foi tomada como 10 mm para a argamassa, 25 mm para o concreto dos blocos e graute. Estes valores são arbitrados a partir da malha de elementos finitos utilizadas para a discretização de blocos, juntas e o núcleo de

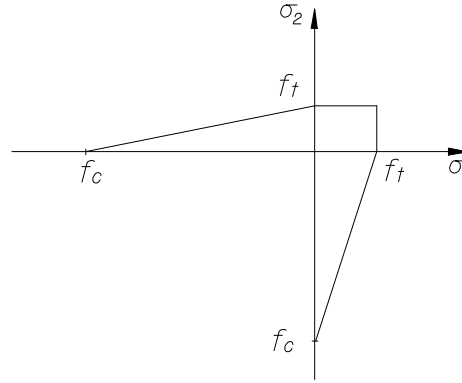


Figura 5.6: *Critério para inicialização das fissuras no espaço de tensões principais bidimensionais*

graute. A energia de fratura no modo I (tração) é, talvez, a propriedade mecânica mais difícil de ser encontrada para a alvenaria estrutural. Os únicos valores experimentais disponíveis são encontrados no trabalho de Lourenço (1996). O fator de retenção do cisalhamento foi considerado constante, de valor 0,3.

Finalmente, como critério de inicialização das fissuras adotou-se o critério linear, conforme pode ser visualizado na figura 5.6. A partir do momento que a fissura é inicializada, todo o controle de deformações, tensões, matriz constitutiva, etc... da fissura é realizado pelo modelo de fissuração distribuída que, como já mencionado, tem uma teoria compatível com a teoria da plasticidade.

5.6 Influência das propriedades mecânicas das interfaces no modelo

Neste item, pretende-se testar a sensibilidade do modelo às variações das propriedades plásticas das interfaces. Para realizar o teste, escolheram-se como referência os ensaios de compressão de prismas simples e grauteado de bloco de concreto com assentamento total. A tabela 5.1 mostra as propriedades mecânicas dos componentes do prisma simples analisado. Foram atribuídas às interfaces propriedades plásticas diferentes e comparou-se os diagramas tensão-deformação resultantes. Inicialmente, fixou-se o valor de ângulo de atrito interno em $\phi \simeq 42^\circ$ ($\tan \phi = 0,90$) e tomou-se para a coesão os valores $\bar{c} = 1,00 \text{ MPa}$ e $\bar{c} = 1,25 \text{ MPa}$, correspondendo, portanto, a uma variação de 25%. Posteriormente, fixou-se o valor da coesão em $\bar{c} = 1,25 \text{ MPa}$ e variou-se os

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 7222$ $\nu = 0,12$	$f_c = 7,14$ $f_t = 0,68$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 2,06(final)$
Concreto (bloco)	$E = 15540$ $\nu = 0,17$	$f_c = 17,68$ $f_t = 1,75$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 5,10(final)$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 1,25$ e $1,00$ $\tan \phi = 0,90$ e $0,675$

Tabela 5.1: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de concreto com assentamento total, utilizado no teste de sensibilidade da interface*

valores dos ângulos de atrito interno em $\tan \phi = 0,90$ e $\tan \phi = 0,675$.

A figura 5.7 mostra os diagramas tensão-deformação do prisma para os valores de coesão $\bar{c} = 1,00 \text{ MPa}$ e $\bar{c} = 1,25 \text{ MPa}$. Como pode-se ver pela figura, os resultados são extremamente sensíveis as variações do valor da coesão. O valor da resistência à compressão do prisma correspondente à coesão $\bar{c} = 1,00 \text{ MPa}$ é $2,36 \text{ MPa}$, enquanto que para $\bar{c} = 1,25 \text{ MPa}$ a resistência é de $12,30 \text{ MPa}$. Há, portanto, um aumento de 421% no valor da resistência quando o valor da coesão é aumentada de $\bar{c} = 1,00 \text{ MPa}$ para $\bar{c} = 1,25 \text{ MPa}$.

O modelo matemático também mostrou-se sensível as variações no valor do ângulo de atrito interno da interface. Percebe-se pela figura 5.8 que as curvas coincidem até uma tensão normal de aproximadamente $4,00 \text{ MPa}$, quando o prisma com um ângulo de atrito de $\tan \phi = 0,675$ rompe. Há uma redução na capacidade de carga do prisma com $\bar{c} = 1,25 \text{ MPa}$ e $\tan \phi = 0,95$ para o prisma com $\bar{c} = 1,25 \text{ MPa}$ e $\tan \phi = 0,95$ de 67% (de $12,30$ para $4,00 \text{ MPa}$).

As figuras 5.9 e 5.10 mostram as curvas tensão-deformação do prisma grauteado com assentamento total, para diferentes propriedades plásticas das interfaces. Na figura 5.9, variou-se a coesão (1,00 e 1,25) mantendo constante o valor do ângulo de atrito em $\tan \phi = 0,90$, enquanto que na figura 5.10 o valor da coesão foi mantido constante em $\bar{c} = 1,00$ e variou-se o ângulo de atrito (0,90 e 0,675).

Pode-se perceber claramente pelas figuras, que o prisma simples com assentamento total é muito mais sensível às variações das propriedades plásticas do que o prisma grauteado com assentamento total.

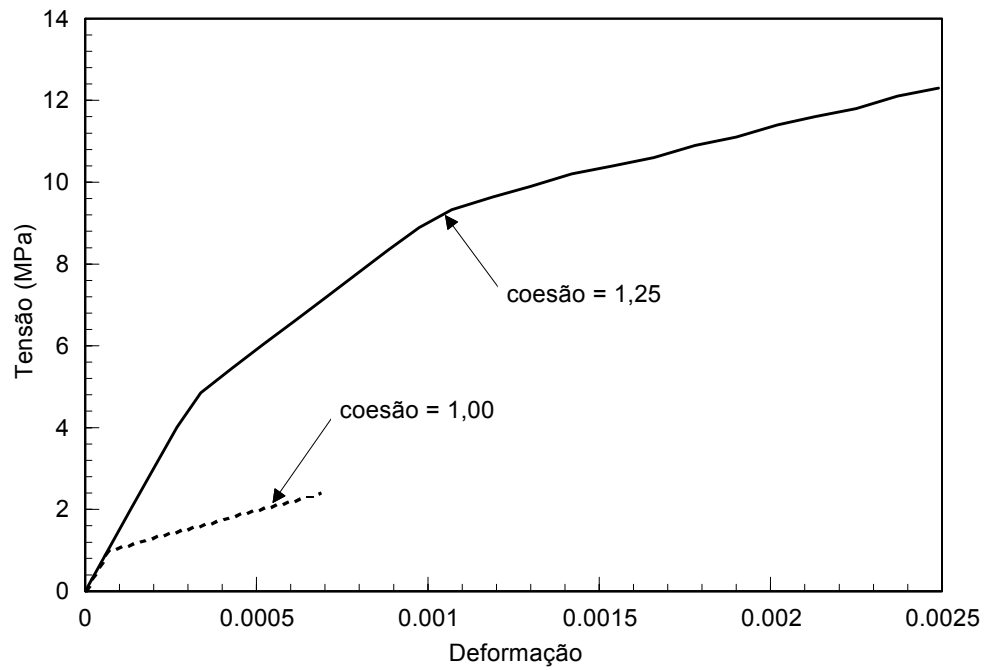


Figura 5.7: Diagrama tensão-deformação para um valor do ângulo de atrito de $\tan \phi = 0,90$ e valores da coesão de $c = 1,00$ MPa e $c = 1,25$ MPa

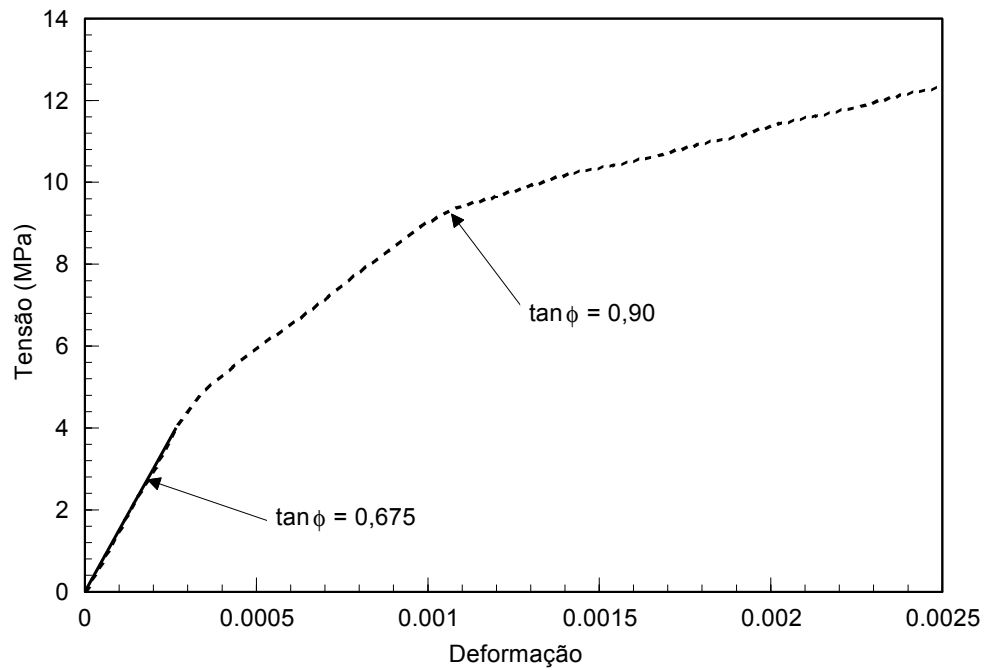


Figura 5.8: Diagrama tensão-deformação para um valor da coesão de $c = 1,25$ MPa e ângulos de atrito de $\tan \phi = 0,90$ e $\tan \phi = 0,675$

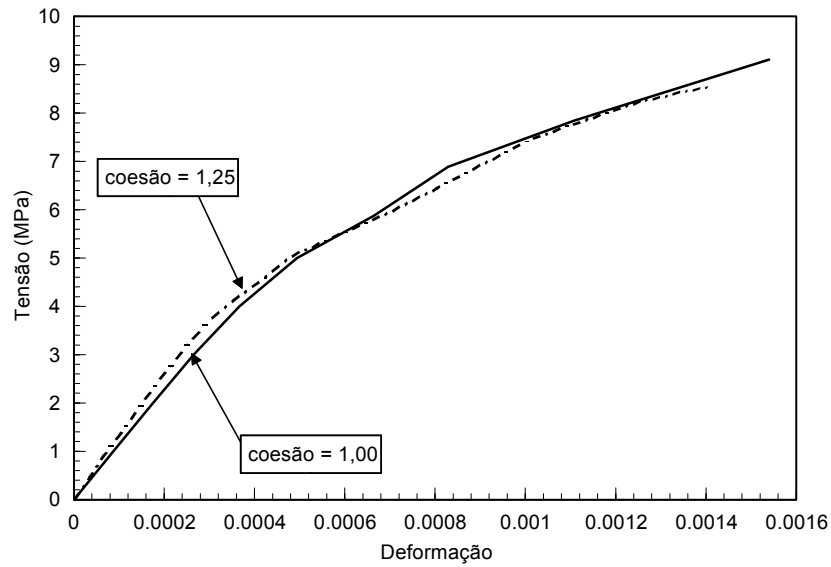


Figura 5.9: *Diagrama tensão-deformação para prisma grauteado com assentamento total, com valor do ângulo de atrito de $\tan \phi = 0,90$ e valores da coesão de $c = 1,00$ MPa e $c = 1,25$ MPa.*

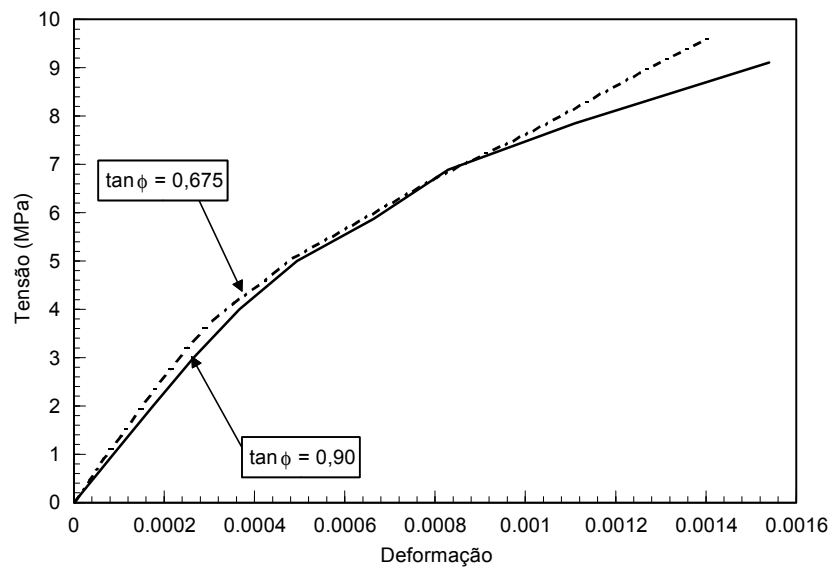


Figura 5.10: *Diagrama tensão-deformação para prisma grauteado com assentamento total, com valor da coesão de $c = 1,00$ MPa e ângulos de atrito de $\tan \phi = 0,90$ e $\tan \phi = 0,675$*

5.7 Prisma simples de bloco de concreto com assentamento total

5.7.1 Geometria e malha de elementos finitos

A figura 5.11 mostra a malha de elementos finitos utilizada na discretização do prisma simples com assentamento total. O elemento finito usado para discretizar os blocos e as juntas é o tridimensional quadrático de 20 nós e, para discretizar as interfaces, o elemento finito é do tipo tridimensional quadrático de 16 nós. Pode-se notar pela figura 5.11, que a malha não tem distorções nem elementos excessivamente desproporcionais. As dimensões nominais dos blocos são de 140x190x390 [mm³] e as dimensões das paredes e flange dos blocos foram extraídas das figuras 2.4 e 2.5, do Cap. 2. A espessura das juntas é de 10 mm, para todos os prismas considerados. Devido

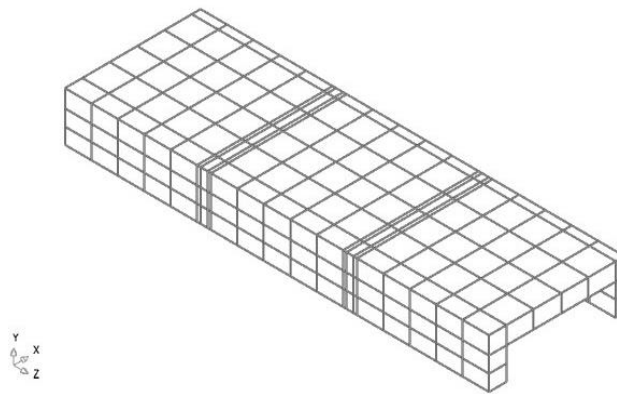


Figura 5.11: *Malha de elementos finitos para o prisma de bloco de concreto simples com assentamento total e parcial*

à simetria, somente um quarto do prisma foi representado, resultando num total de 210 elementos e de 1540 nós. A posição dos eixos XYZ é fundamental para entender a denominação das tensões, deformações e deslocamentos. Os eixos X e Y estão colocados paralelos à área de assentamento da argamassa, ver figura 2.12, enquanto que o eixo Z está paralelo à altura do prisma, paralelo também à direção da carga de compressão aplicada.

Pode-se perceber que as interfaces (quatro, na figura 5.11) estão separadas das juntas e blocos. Foi colocada uma espessura de 5 mm nas interfaces, para facilitar a geração da malha de elementos finitos. O programa DIANA desconsidera estas dis-

tâncias, tomando como altura total do prisma a soma das alturas dos três blocos e das duas juntas.

5.7.2 Propriedades elásticas e plásticas dos materiais

As propriedades elásticas e plásticas utilizadas nas simulações são mostradas nas tabelas 5.2 e 5.3. Estes dados foram retirados das dissertações de Mohamad e Romagna, já apresentados no capítulo 4, tabelas 4.16 e 4.16.

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 5781$ $\nu = 0,12$	$f_c = 3,90$ $f_t = 0,38$ $\bar{c} = 0,48(inicial)$ $\bar{c} = 0,62(final)$
Concreto (bloco)	$E = 15540$ $\nu = 0,17$	$f_c = 17,68$ $f_t = 1,31$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 5,11(final)$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 0,51$ $\tan \phi = 0,80$

Tabela 5.2: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de concreto com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,34*

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 11055$ $\nu = 0,20$	$f_c = 19,90$ $f_t = 1,60$ $\bar{c} = 2,32(inicial)$ $\bar{c} = 5,75(final)$
Concreto (bloco)	$E = 16400$ $\nu = 0,17$	$f_c = 18,20$ $f_t = 1,19$ $\bar{c} = 2,02(inicial)$ $\bar{c} = 5,26(final)$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 0,82$ $\tan \phi = 0,60$

Tabela 5.3: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de concreto com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,67*

As propriedades plásticas foram extraídas das curvas tensão-deformação experimentais dos materiais, já mostradas no capítulo 4. Para validar o modelo matemático, foram feitas simulações com duas relações distintas entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco, isto é, para $E_a/E_b = 0,34$ e $E_a/E_b = 0,67$. As propriedades elásticas e plásticas dos materiais dos prismas com a relação $E_a/E_b = 0,34$ foram extraídas do trabalho de Mohamad, ver tabela 5.2, enquanto que para prismas com $E_a/E_b = 0,67$ utilizou-se o trabalho de Romagna, ver tabela 5.3. Nota-se pelas tabelas 5.2 e 5.3, que as constantes elásticas das interfaces tem valores elevados, podendo ser consideradas infinitas em comparação com as propriedades elásticas do concreto e argamassa. Consequentemente, no início do processo de carga, quando se tem um baixo nível de tensões, as interfaces não tem qualquer efeito na análise. A partir de um certo valor da tensão nas interfaces, que depende do valor da coesão, o modelo de atrito de Coulomb passa a determinar o comportamento das mesmas. Os valores das propriedades plásticas das interfaces, isto é, a coesão e o ângulo de atrito, foram retirados das tabelas 2.1 e 2.2 referentes a ensaios de aderência de blocos de concreto e tijolos cerâmicos. Quando a resistência à compressão ou do bloco/tijolo ou da argamassa não era semelhante aos valores utilizados por Mohamad, Romagna e Mendes, efetuou-se interpolações lineares para se obter os valores usados na simulação.

5.7.3 Resistência e modos de ruptura

As figuras 5.12 e 5.13 mostram as curvas tensão-deformação dos prismas para as relações $E_a/E_b = 0,34$ e $E_a/E_b = 0,67$. Comparar as curvas tensão-deformação experimental e do programa é a maneira mais eficiente de testar a qualidade da simulação. Se os resultados do programa computacional conseguem acompanhar a curva experimental, significa que o modelo matemático implementado é capaz de captar a mudança de rigidez dos prismas em toda a história de cargas. Em outras palavras, o modelo tem a capacidade de traçar a resposta estrutural dos prismas. Neste estudo, o diagrama tensão-deformação será sempre traçado para as tensões normais calculadas na área líquida (ou real) do bloco, ver item 2.5. Pode-se notar pela figura 5.12, para uma relação $E_a/E_b = 0,34$, que o modelo proposto consegue acompanhar com boa precisão os resultados experimentais. A tensão de ruptura encontrada pelo programa e a experimental foi de 11,66 e 12,47 (MPa), respectivamente. Há uma diferença de 6,5% entre as tensões de ruptura, tomando como referência a tensão de ruptura experimental. É

importante notar que a curva experimental não foi traçada até o valor da tensão de ruptura, provavelmente devido a problemas de leitura das deformações próximo ao regime de ruptura. *Esta característica é notada em todos os diagramas tensão-deformação experimentais. Portanto, fica difícil uma comparação entre as curvas em seu trecho final.*

A curva tensão-deformação para a relação $E_a/E_b = 0,67$ mostrada na figura 5.13, permite notar que houve uma boa aproximação no trecho inicial da curva, mas após uma tensão de aproximadamente 5 MPa há provavelmente uma redistribuição de tensões no prisma que o modelo teórico não consegue acompanhar.

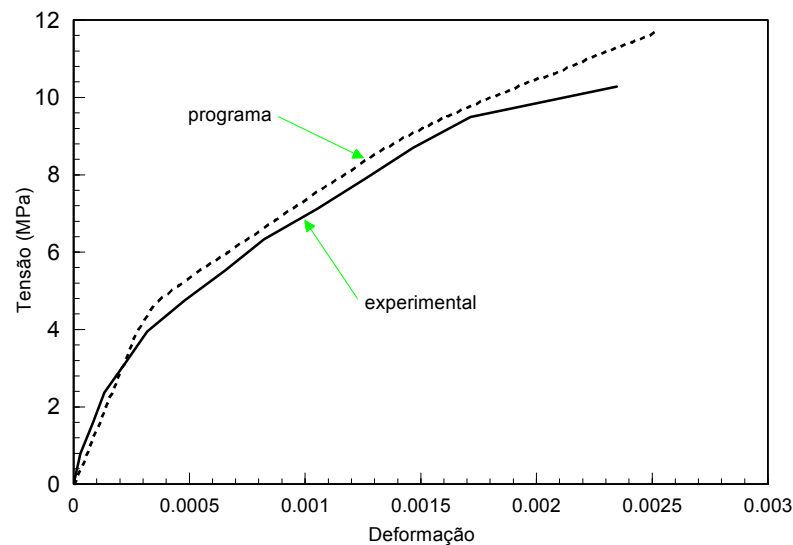


Figura 5.12: Diagrama tensão-deformação do prisma de concreto com $E_a/E_b = 0,34$

A tensão de ruptura experimental e do programa do prisma é 18,56 e 19,49 MPa, com uma diferença de apenas 5,0% com relação ao resultado experimental.

Uma noção das fissuras e sua evolução ao longo do processo de carga, é mostrado nas figuras 5.14, 5.15, 5.16 e 5.17. A figura 5.14 mostra a evolução das fissuras no prisma com uma relação $E_a/E_b = 0,34$, para tensões normais de compressão de 6,39 (início da fissuração), 8,84 (fase intermediária) e 11,66 MPa (ruptura final), respectivamente.

Pode-se notar que para esta relação de módulos de elasticidade há relativamente poucas fissuras nos blocos, sendo que as deformações na argamassa parecem ter maior influência sobre a resposta do prisma. Pode-se ver também que as fissuras nos blocos concentram-se inicialmente nas juntas e interfaces e depois se alastram para as flanges. Há várias formas de representar as fissuras no programa DIANA. A figura 5.14

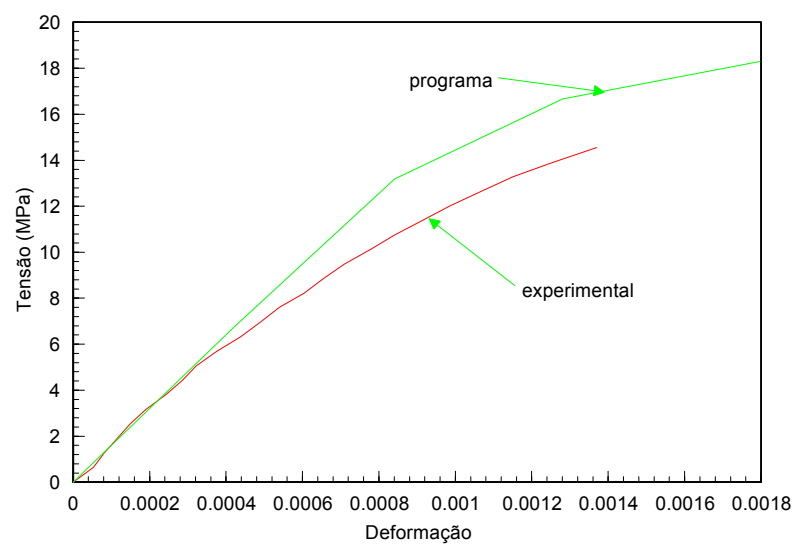


Figura 5.13: *Diagrama tensão-deformação do prisma de concreto com $E_a/E_b = 0,67$*

mostra os elementos finitos fissurados em diferentes cores e as deformações de fissuras médias em cada elemento.

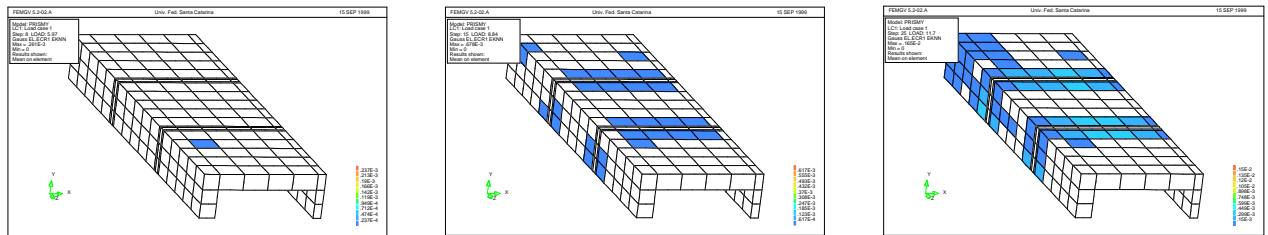


Figura 5.14: *Evolução das fissuras no prisma de blocos de concreto com assentamento total, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco de 0,34 em diferentes níveis de tensões normais: 6,39 (início), 8,84 (intermediários) e 11,66 MPa (ruptura final), respectivamente*

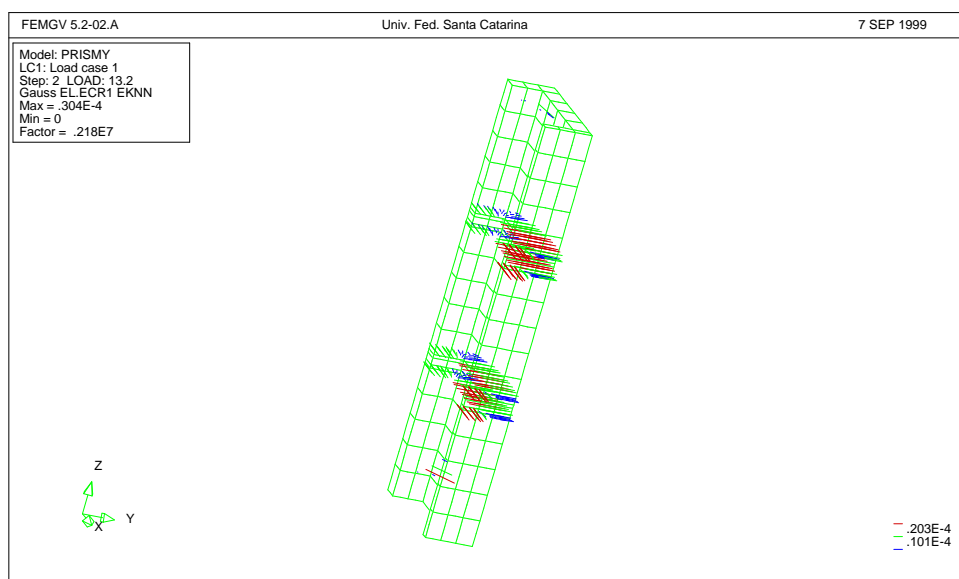


Figura 5.15: *Evolução da fissuras no prisma para $E_a/E_b = 0,67$ e tensões normais de 6,39 MPa (fase inicial)*

Uma outra forma de modelar as fissuras, é mostrada na figuras 5.15, 5.16 e 5.17. É feita uma representação vetorial das deformações normais nas fissuras. Na verdade, *não é possível visualizar as fissuras reais com o programa DIANA*, mas apenas

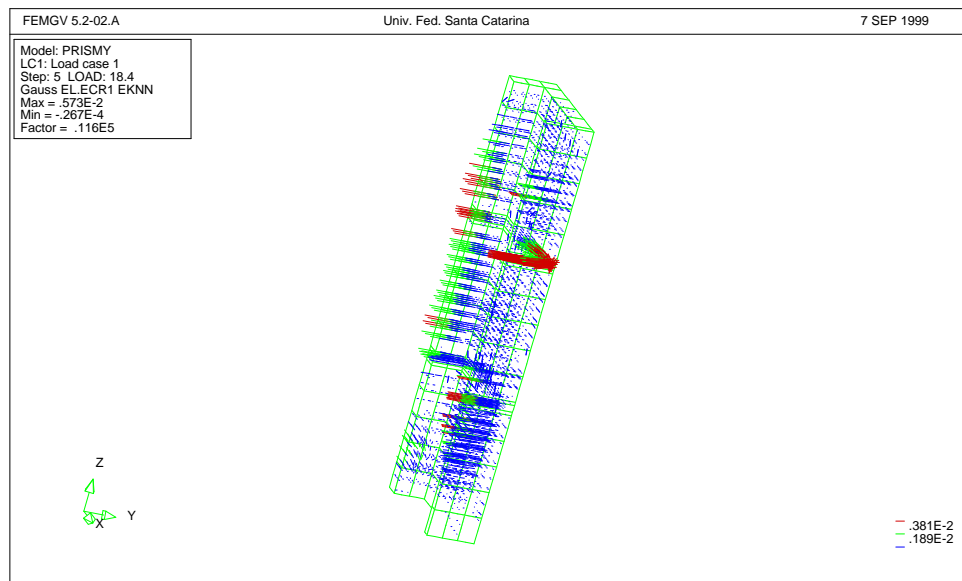


Figura 5.16: *Evolução da fissuras no prisma para $E_a/E_b = 0,67$ e tensões normais de 8,84 MPa (intermediário)*

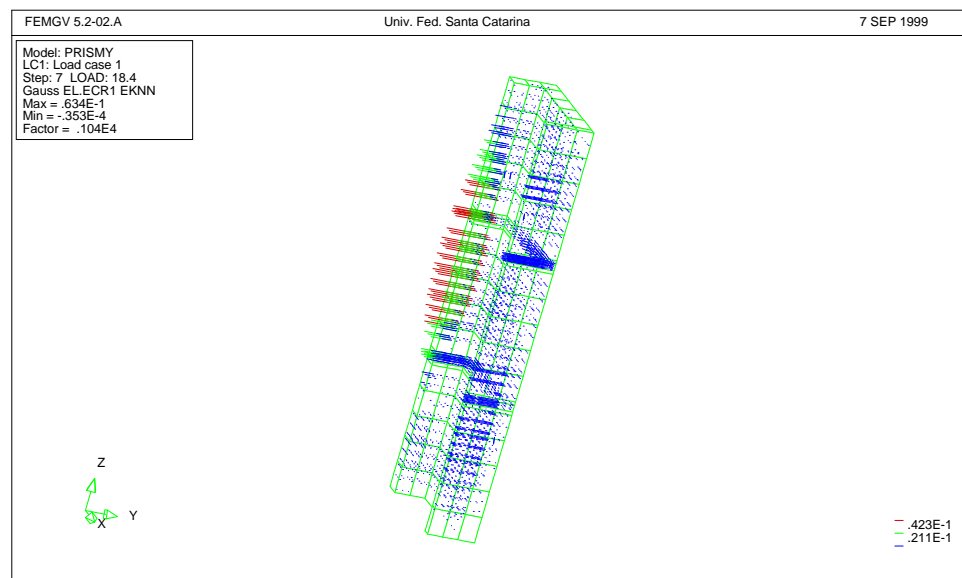


Figura 5.17: *Evolução da fissuras no prisma para $E_a/E_b = 0,67$ e tensões normais de 11,66 MPa (ruptura final)*

ter uma noção do campo de fissuras. Ao contrário da relação $E_a/E_b = 0,34$, para uma relação E_a/E_b mais elevada, de 0,67, as fissuras se distribuem predominantemente nos blocos. O processo de fissuração começa novamente pelas interfaces, para uma tensão de 6,39 MPa, e se distribui pelas paredes e flanges dos blocos, concentrando-se mais na flange externa. De maneira geral, este é o padrão de fissuras encontrado no ensaios de compressão uniaxial de prismas, ver figura 4.36.

5.8 Prisma simples de bloco de concreto com assentamento lateral

5.8.1 Geometria e malha de elementos finitos

Conforme já mencionado no Capítulo 2, no assentamento lateral tem-se argamassa apenas nas paredes dos blocos, ver figura 2.12. Para facilitar a geração da malha de elementos finitos, foi utilizada a mesma malha mostrada na figura 5.11, exceto que as propriedades mecânicas das juntas nas flanges foram consideradas próximo de zero. Desta forma, o número de elementos finitos e de nós é exatamente o mesmo do prisma anterior, isto é, 210 elementos e 1540 nós. Foram necessários algumas adaptações nas interfaces para tornar viável a análise. Os elementos finitos de interface em contato com os elementos das juntas plastificam rapidamente, pois estes elementos das juntas tem rigidez próxima de zero, tornando a análise não-linear instável. A solução foi atribuir aos elementos de interface nas flanges propriedades elásticas elevadas, sem a possibilidade de plastificação, ou seja, estes elementos de interface permaneceram elásticos até o fim da análise. Os elementos de interface das paredes dos blocos foram mantidos com o comportamento não-linear.

5.8.2 Propriedades elásticas e plásticas dos materiais

Somente Romagna ensaiou prismas simples ou grauteados com assentamento lateral. As propriedades elásticas e plásticas dos prismas utilizados nas análises são mostradas nas tabelas 5.4 e 5.5.

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 7222$ $\nu = 0,12$	$f_c = 7,14$ $f_t = 0,68$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 2,06(final)$
Concreto (bloco)	$E = 25581$ $\nu = 0,17$	$f_c = 35,46$ $f_t = 3,54$ $\bar{c} = 1,45(inicial)$ $\bar{c} = 10,25(final)$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 1,10$ $\tan \phi = 0,60$

Tabela 5.4: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de concreto com assentamento lateral e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,28*

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 7222$ $\nu = 0,12$	$f_c = 7,14$ $f_t = 0,68$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 2,06(final)$
Concreto (bloco)	$E = 15540$ $\nu = 0,17$	$f_c = 17,68$ $f_t = 1,31$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 5,11(final)$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 1,25$ $\tan \phi = 0,90$

Tabela 5.5: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de concreto com assentamento lateral e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,46*

Foram estudadas duas relações entre os módulos de elasticidade da argamassa e dos blocos, $E_a/E_b = 0,28$ e $E_a/E_b = 0,46$. Para a relação $E_a/E_b = 0,28$ tomou-se as propriedades do bloco B3 e argamassa A2 e para a relação $E_a/E_b = 0,46$ as propriedades do bloco B1 e argamassa A2, extraídas da tabela 4.17.

5.8.3 Resistência e modos de ruptura

As curvas tensão-deformação resultantes da análise não-linear, visualizadas nas figuras 5.18 e 5.19, mostram uma boa concordância com os resultados experimentais. Para a relação $E_a/E_b = 0,28$, a análise não-linear não representa bem a fase elástica-linear da curva, conforme figura 5.18, mas após um determinado nível de tensões as curvas da simulação tem resultados semelhantes aos ensaios. A tensão de ruptura (resistência) fornecido pelo modelo matemático foi de $19,66 \text{ MPa}$ e a resistência experimental foi $23,03 \text{ MPa}$, com uma diferença de $14,6\%$ em relação a valor experimental.

A análise não-linear para a relação $E_a/E_b = 0,46$, consegue uma boa aproximação no regime elástico com os dados dos ensaios, mas tende a se afastar destes quando o prisma está próximo da ruptura. A resistência teórica encontrada foi de $9,12 \text{ MPa}$ e a experimental de $10,06 \text{ MPa}$, com uma diferença de $6,4\%$ com relação à experimental.

A evolução das fissuras nos prismas simples de concreto pode ser visualizada na figura 5.20.e 5.21. Nota-se que a ruptura ocorre devido às tensões de tração nas flanges dos blocos, confirmando as pesquisas de Shrive e outros autores, este tipo de assentamento faz com que as flanges dos blocos funcionem como vigas de grande altura. O programa conseguiu representar um conjunto de fissuras distribuídas uniformemente junto das interfaces nas paredes dos blocos, mas as fissuras que desestabilizaram o processo foram as das flanges. Tanto para a relação $E_a/E_b = 0,28$ como $E_a/E_b = 0,46$, os aspectos da fissuração obtidos pelo programa foram muito parecidos entre si.

Ao contrário das flanges, o programa não conseguiu reproduzir a ruptura por fendilhamento das paredes dos blocos encontrado nos ensaios, ver figura 4.35..

5.9 Prisma simples de material cerâmico com assentamento total

5.9.1 Geometria e malha de elementos finitos

A figura 5.22 mostra a malha de elementos finitos utilizada na discretização do prisma simples de material cerâmico com assentamento total. A semelhança com a malha utilizada no prisma de concreto é visível, pois os blocos de concreto e de material cerâmico tem geometrias semelhantes. As dimensões nominais do bloco de material

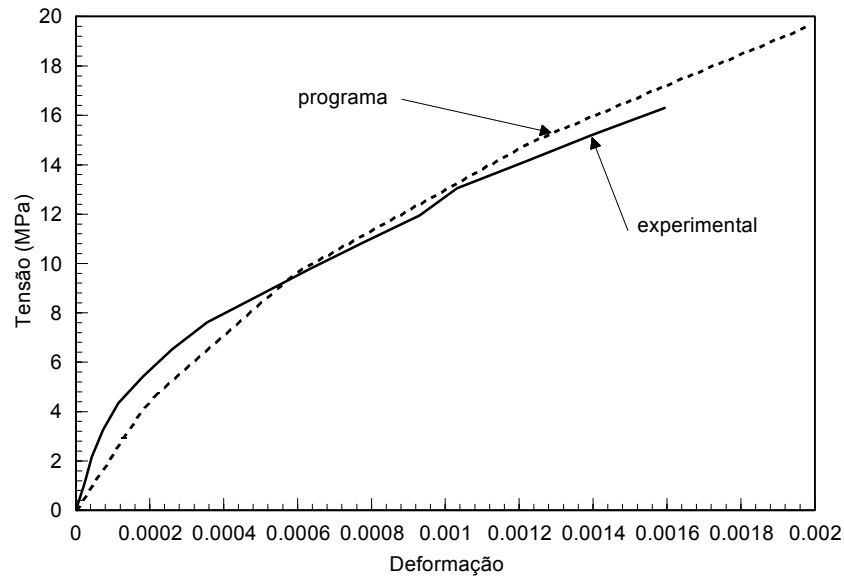


Figura 5.18: *Diagrama tensão-deformação do prisma de concreto com $E_a/E_b = 0,28$*

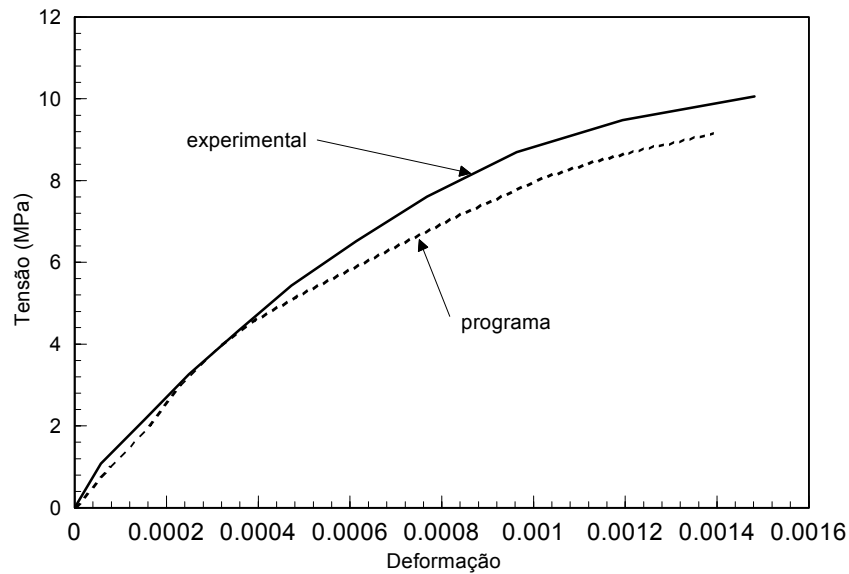


Figura 5.19: *Diagrama tensão-deformação do prisma de concreto com $E_a/E_b = 0,46$*

cerâmico são 140x190x290 [mm³], com dimensões detalhadas de paredes e flanges obtidas através da figura 2.5. Foram utilizados 1396 nós e 189 elementos finitos, sendo que cargas e condições de contorno são semelhantes do prisma de concreto. Este tipo de prisma foi ensaiado por Mendes somente com assentamento total de argamassa.

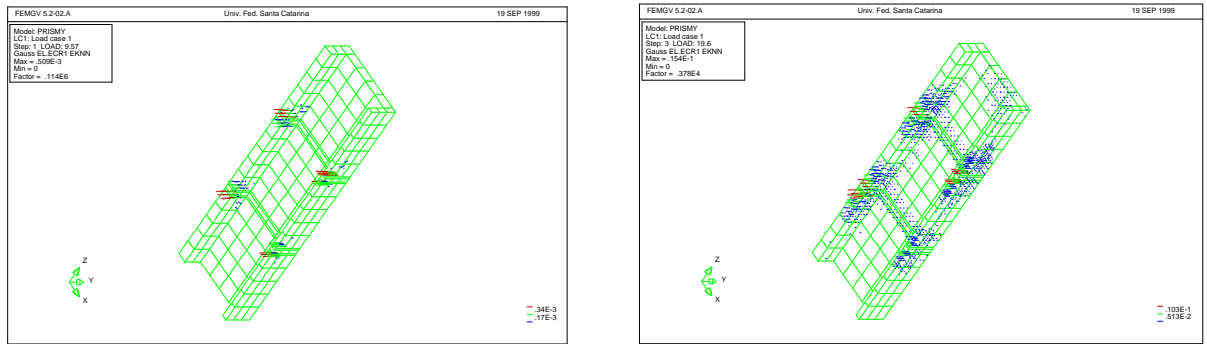


Figura 5.20: *Evolução das fissuras no prisma de blocos de concreto com assentamento total, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco de 0,28 em diferentes níveis de tensões normais: 9,57 (inicial) e 19,60 MPa (ruptura), respectivamente*

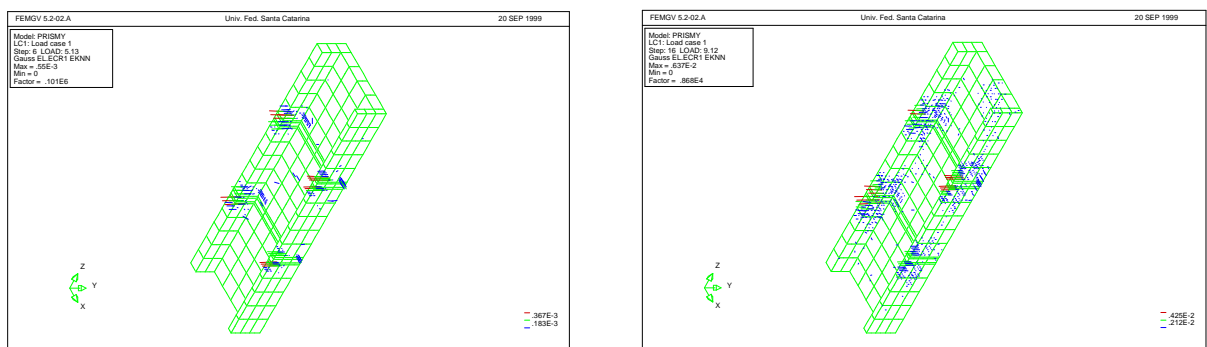


Figura 5.21: *Evolução das fissuras no prisma de blocos de concreto com assentamento total, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco de 0,46 em diferentes níveis de tensões normais: 5,13 (inicial) e 9,12 MPa (ruptura), respectivamente*

5.9.2 Propriedades elásticas e plásticas dos materiais

As propriedades elásticas e plásticas dos blocos de material cerâmico e da argamassa utilizadas na confecção dos prismas é mostrado na tabelas 5.6 e 5.7. As curvas tensões-deformações do material cerâmico foram aproximadas por apenas duas retas e, como já comentado no Capítulo 4, pois seu comportamento é próximo do elástico-linear. A tabela 5.6 mostra as propriedades dos materiais para uma relação $E_a/E_b = 0,92$, enquanto que a tabela 5.7 para a relação $E_a/E_b = 1,87$. Estes valores são considerados elevados quando comparados com os prismas de blocos de concreto.

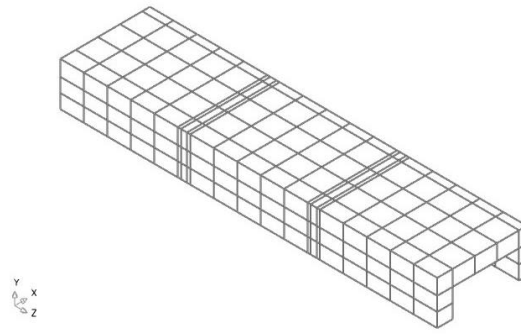


Figura 5.22: *Malha de elementos finitos para o prisma de bloco de material cerâmico simples com assentamento total*

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 10131$ $\nu = 0,12$	$f_c = 7,14$ $f_t = 0,68$ $\bar{c} = 1,35(\text{inicial})$ $\bar{c} = 2,06(\text{final})$
Cerâmica (bloco)	$E = 10550$ $\nu = 0,07$	$f_c = 43,68$ $f_t = 1,31$ $\bar{c} = 1,35(\text{inicial})$ $\bar{c} = 5,11(\text{final})$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 0,85$ $\tan \phi = 0,90$

Tabela 5.6: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de material cerâmico com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,92*

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 20696$ $\nu = 0,22$	$f_c = 14,14$ $f_t = 0,68$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 2,06(final)$
Cerâmica (bloco)	$E = 10550$ $\nu = 0,07$	$f_c = 43,68$ $f_t = 1,31$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 5,11(final)$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 1,25$ $\tan \phi = 1,00$

Tabela 5.7: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de material cerâmico com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 1,87*

5.9.3 Resistência e modos de ruptura

As curvas tensão-deformação resultantes da análise não-linear e as curvas experimentais são mostradas nas figuras 5.23 e 5.24. A figura 5.23 foi traçada para uma relação $E_a/E_b = 0,92$, enquanto que a figura 5.24 para a relação $E_a/E_b = 1,87$. Há uma razoável aproximação das curvas teórica e experimental e uma diferença pequena entre as resistência teórica e experimental dos prismas. Para a relação $E_a/E_b = 0,92$, a resistência encontrada pelo programa DIANA foi de $18,46 \text{ MPa}$ enquanto que nos ensaios a resistência média do prisma foi de $21,00 \text{ MPa}$, com uma diferença de $12,1\%$ com relação aos dados dos ensaios. A resistência teórica dos prismas com uma relação $E_a/E_b = 1,87$ foi de $21,32 \text{ MPa}$ e a experimental foi de $24,00 \text{ MPa}$, com diferença de $11,2\%$. Para esta relação, o comportamento experimental do prisma é próximo do elástico-linear, sendo que, mesmo com boa aproximação, o modelo não consegue representar este aspecto. É necessário novamente ressaltar que as curvas do modelo matemático e experimental não podem ser comparadas em seu trecho final, pois os autores não realizaram medições próximo do regime de ruptura.

A evolução das fissuras nos prismas de blocos cerâmicos é mostrada na figura 5.25. Para um nível de compressão de $8,92 \text{ MPa}$ percebe-se poucas fissuras e para uma compressão de $16,3 \text{ MPa}$ há uma intensa fissuração dos blocos cerâmicos próximo a junta de argamassa. Se as tensões de compressão aplicadas no prisma excederem o valor de $8,92 \text{ MPa}$, há uma passagem brusca do primeiro padrão de fissuras para o segundo.

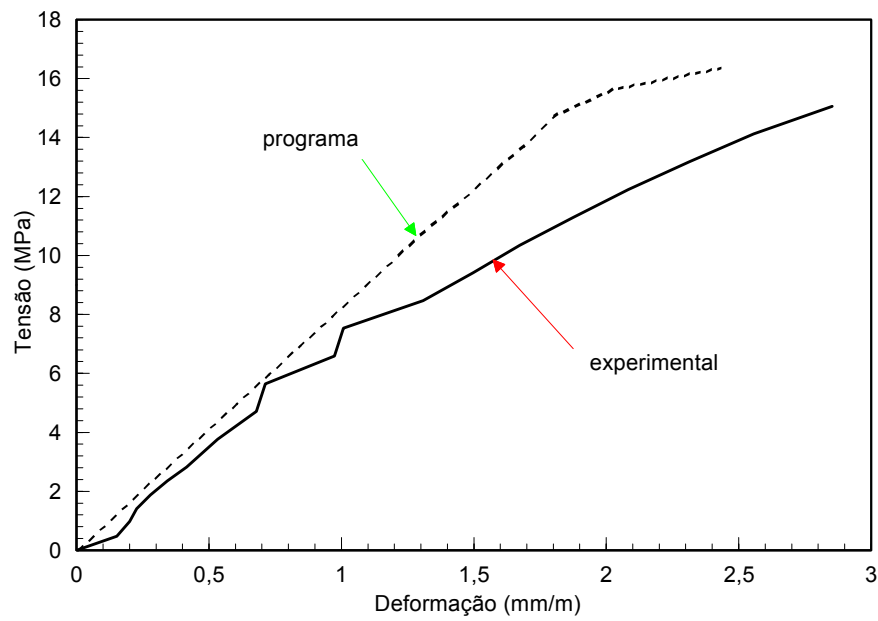


Figura 5.23: Curva tensão-deformação teórica e experimental para o prisma 30, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco cerâmico de 0,92

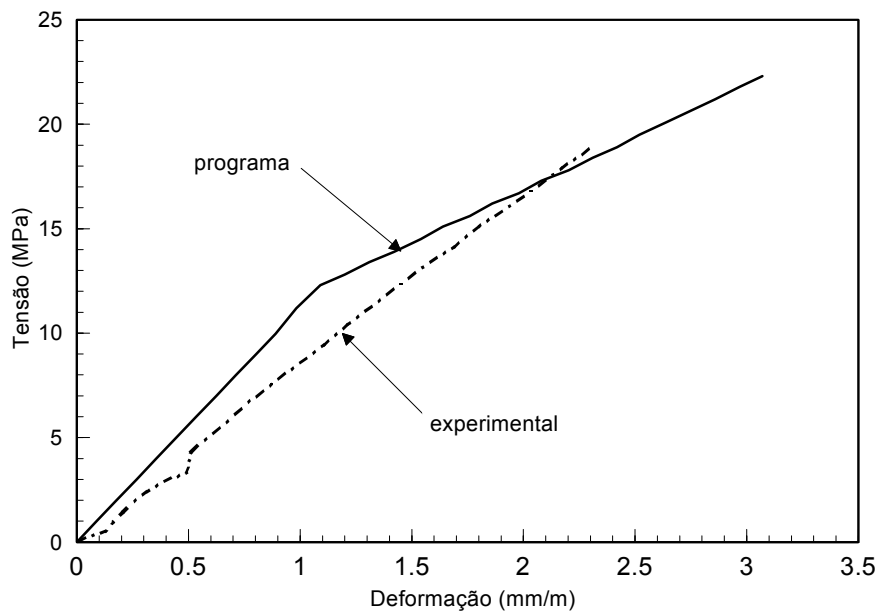


Figura 5.24: Curva tensão-deformação teórica e experimental para o prisma 30, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco cerâmico de 1,87

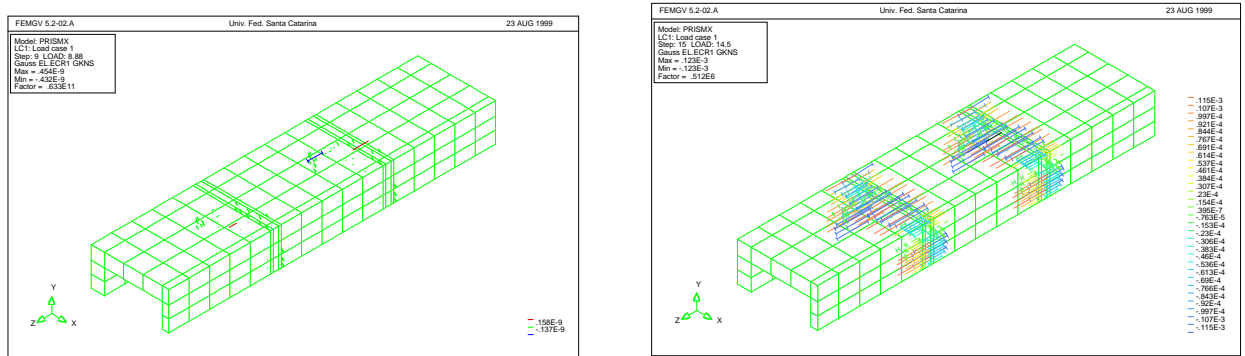


Figura 5.25: *Evolução das fissuras no prisma simples de blocos de material cerâmico com assentamento total, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco de 0,92 em diferentes níveis de tensões normais: 8,92 (inicial) e 16,3 MPa (final), respectivamente*

Este mesmo comportamento foi verificado nos ensaios realizados por Mendes, sendo que para uma relação $E_a/E_b = 1,87$ houve uma ruptura brusca dos prismas, quase explosiva, ver figura 4.18.

5.10 Prisma grauteado de concreto com assentamento total

5.10.1 Geometria e malha de elementos finitos

A malha de elementos finitos utilizada para discretizar o prisma é mostrada na figura 5.26. Foram utilizados 2082 nós e 378 de elementos finitos quadráticos na discretização. Houve problemas de compatibilidade entre os elementos finitos de interface e os elementos finitos tridimensionais. Foi necessário criar “interfaces” e “juntas” no núcleo de graute para que a malha não apresentasse problemas de incompatibilidade dos nós na região das juntas. É claro que foram atribuídos propriedades elásticas e plásticas para estas “interfaces” e “juntas”, de modo que o núcleo de graute se comportasse como homogêneo. Por exemplo, as interfaces do graute tem propriedades elásticas elevadas para não interferir nas tensões do graute e, mantem-se inalteradas até o fim da análise não-linear.

Figura 5.26: *Malha de elementos finitos para o prisma de bloco de concreto grauteado com assentamento total e parcial*

5.10.2 Propriedades elásticas e plásticas dos materiais

Para os prismas grauteados, foi fixada uma relação entre os módulos de elasticidade da argamassa e do bloco, E_a/E_b , igual a 0,34 e realizou-se a simulação com dois tipos de grautes. Utilizou-se as propriedades do bloco B2 e da argamassa A2. As propriedades elásticas e plásticas do bloco, argamassa, interface e grautes são mostradas nas tabelas 5.8 e 5.9.

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 20696$ $\nu = 0,22$	$f_c = 7,39$ $f_t = 0,65$ $\bar{c} = 0,90(inicial)$ $\bar{c} = 2,13(final)$
Concreto (bloco)	$E = 10550$ $\nu = 0,07$	$f_c = 24,06$ $f_t = 2,31$ $\bar{c} = 1,65(inicial)$ $\bar{c} = 6,95(final)$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 1,25$ $\tan \phi = 1,00$
Graute	$E = 10550$ $\nu = 0,07$	$f_c = 6,81$ $f_t = 0,61$ $\bar{c} = 0,85(inicial)$ $\bar{c} = 1,97(final)$

Tabela 5.8: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas grauteados de blocos de concreto com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,34 e graute G1*

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 20696$ $\nu = 0,22$	$f_c = 7,39$ $f_t = 0,65$ $\bar{c} = 0,90(inicial)$ $\bar{c} = 2,13(final)$
Concreto (bloco)	$E = 10550$ $\nu = 0,07$	$f_c = 24,06$ $f_t = 2,31$ $\bar{c} = 1,65(inicial)$ $\bar{c} = 6,95(final)$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 1,25$ $\tan \phi = 1,00$
Graute	$E = 10550$ $\nu = 0,07$	$f_c = 14,70$ $f_t = 1,40$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 4,25(final)$

Tabela 5.9: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas grauteados de blocos de concreto com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,34 e graute G2*

Foram utilizados os grautes G1 e G2, usando a denominação de Romson,

cujas características foram extraídas da tabela 4.16.

5.10.3 Resistência e modos de ruptura

As figuras 5.27 e 5.28 mostram as curvas tensão-deformação para os prismas com bloco B2, argamassa A2 e grautes G1 e G2. Pode-se notar que o comportamento do prisma, para ambos prismas, é quase linear até próximo da ruptura. Deve-se observar que os diagramas experimentais utilizados para comparação com os do modelo, foram elaborados de apenas um ensaio de compressão, enquanto que as propriedades extraídas das tabelas foram calculadas como uma média de pelo menos três ensaios. Assim, qualquer problema relativo a defeitos localizados em blocos ou juntas são minimizados quando pode-se “diluir” estes defeitos através das propriedades médias. Obviamente, os diagramas tensão-deformação experimentais tendem a apresentar saltos que o modelo matemático não consegue simular. As resistências dos prismas grauteados experimental e do programa, com o graute G1, foram 10,3 e 10,92 MPa, respectivamente, com uma diferença de 6,6% em relação ao resultado experimental ver figura 5.27. Para o graute G2, as resistências foram 17,5 e 18,55 MPa, experimental e do programa, respectivamente, ver figura 5.28. Neste caso, há uma diferença de 5,7% em relação aos ensaios.

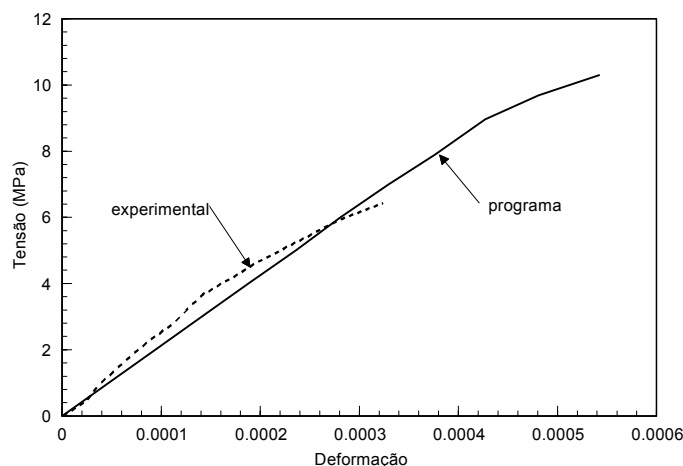


Figura 5.27: Diagramas tensão-deformação teórico e experimental para o prisma grauteado, com assentamento total de argamassa e utilizando o bloco B2, argamassa A2 e graute G1, usando a denominação de Romagna

A figura 5.29 mostra as fissuras médias para o prisma com graute G2. Pode-se perceber que a ruptura se deve às fissuras localizadas nas juntas, havendo uma fissura-

ção distribuída imperceptível nas faces dos blocos. O modelo não consegue simular a distribuição de fissuras encontrada nos ensaios, provavelmente porque a expansividade do graute sob compressão, que é representada pelo critério de Drucker-Prager, não é compatível com os resultados experimentais.

5.11 Prisma grauteado de concreto com assentamento lateral

5.11.1 Geometria e malha de elementos finitos

Foi utilizada a mesma malha do prisma grauteado de concreto com assentamento total, com o mesmo número de elementos finitos e nós. Considerou-se que as propriedades elásticas e plásticas das juntas nas flanges dos blocos eram iguais a do graute, pois há a tendência de haver o preenchimento deste espaço vazio pelo graute.

5.11.2 Propriedades elásticas e plásticas dos materiais

Foram analisados dois tipos de prismas. Escolheu o prisma confeccionado com o bloco B3, argamassa A1 e grautes G1 e G4, cujas propriedades são mostradas nas tabelas 5.10 e 5.11. O valor da relação E_a/E_b foi fixada em 0,22 e escolheu-se os

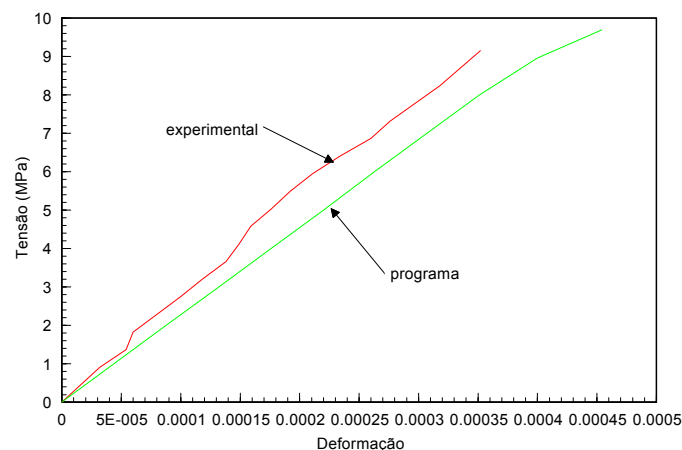


Figura 5.28: Diagramas tensão-deformação teórico e experimental para o prisma grauteado, com assentamento total de argamassa e utilizando o bloco B2, argamassa A2 e graute G2

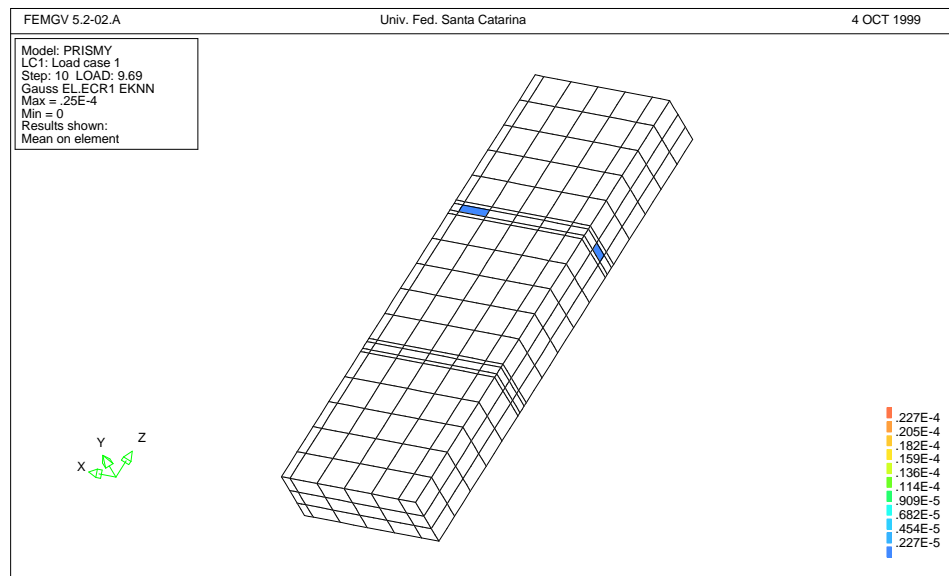


Figura 5.29: *Fissuras médias no prisma grauteado com assentamento total e graute G2*

grautes com menor e maior módulos de elasticidade longitudinal para a análise.

5.11.3 Resistência e modos de ruptura

A figura 5.30 mostra as curvas tensão-deformação experimental e do modelo matemático, para o prisma grauteado com assentamento lateral confeccionado com o bloco B3, a argmassa A1 e o graute G1. Há uma boa concordância entre as curvas no início do processo de carga, mas a curva experimental não foi traçada até a ruptura final do prisma. A tensão de ruptura experimental foi de $13,04 \text{ MPa}$, enquanto que para o modelo a tensão encontrada foi de $9,45 \text{ MPa}$, com uma diferença de 27,5% em relação ao valor do ensaio. Esta diferença pode ser justificada pelo fato de os módulos de elasticidade do bloco e do graute serem muito diferentes, causando redistribuições de tensões bruscas que o modelo matemático não tem a capacidade de representar. Para o prisma grauteado confeccionado com o bloco B3, a argmassa A1 e o graute G4, as curvas tensão-deformação apresentam uma boa aproximação, ver figura 5.31. Para esta combinação, os módulos de elasticidade do bloco e do graute têm valores semelhantes fazendo com que as redistribuições de tensões sejam mais lentas, melhorando os resultados e tornando a análise mais estável. As resistências à compressão experimental e

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 5781$ $\nu = 0,12$	$f_c = 4,27$ $f_t = 0,39$ $\bar{c} = 0,71(inicial)$ $\bar{c} = 1,23(final)$
Concreto (bloco)	$E = 25581$ $\nu = 0,17$	$f_c = 35,46$ $f_t = 3,45$ $\bar{c} = 2,45(inicial)$ $\bar{c} = 10,25(final)$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 1,00$ $\tan \phi = 0,80$
Graute	$E = 6805$ $\nu = 0,11$	$f_c = 8,22$ $f_t = 0,74$ $\bar{c} = 1,05(inicial)$ $\bar{c} = 2,38(final)$

Tabela 5.10: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas grauteados de blocos de concreto com assentamento lateral e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,22 e graute G1*

teórica deste prisma foram de 20,44 e 21,80 *MPa*, respectivamente, com uma diferença de 6,7% em relação ao valor experimental. Nota-se que, novamente, a curva experimental não foi traçada até a tensão de ruptura, comprometendo uma comparação entre as curvas.

As figuras 5.32, 5.33 e 5.34 mostram as fissuras médias ao longo do processo de carga do prisma. No início da fissuração, figura 5.32, a junta de argamassa próximo à flange externa rompe, provavelmente devido às tensões de tração provenientes da diferença das propriedades dos blocos e graute nesta região. Posteriormente, o graute expande-se, transmitindo tensões de tração para os blocos, ver figuras 5.33 e 5.34, até chegar a ruptura do prisma. Nota-se claramente que as tensões de tração são maiores próximos às juntas, conforme pode-se observar pela figura 5.34.

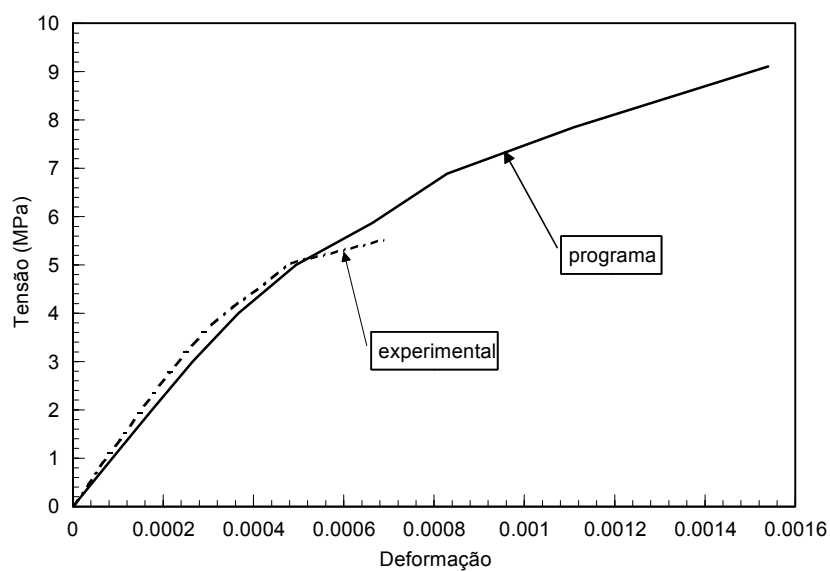


Figura 5.30: Curva tensão-deformação para o prisma grauteado com assentamento lateral para o bloco B3, argamassa A1 e graute G1

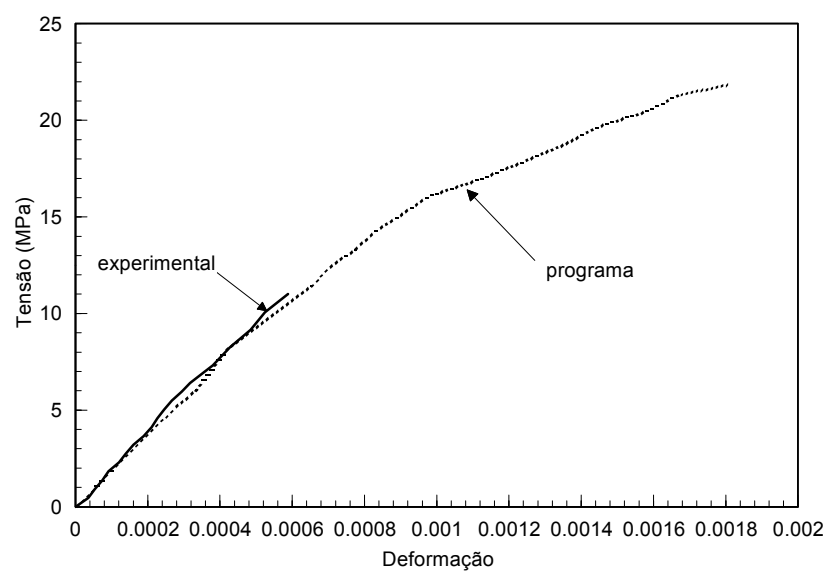


Figura 5.31: Curva tensão-deformação para o prisma grauteado com assentamento lateral com o bloco B3, argamassa A1 e graute G4

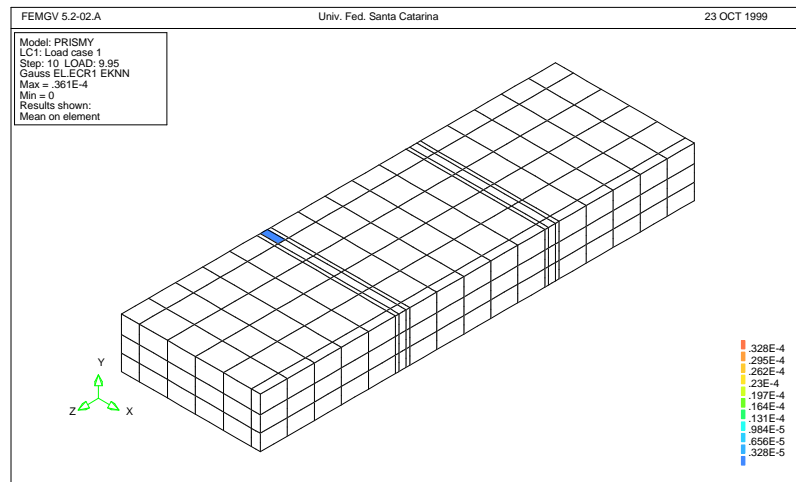


Figura 5.32: *Fissuras médias no prisma grauteado com assentamento lateral, para o bloco B3, argamassa A1 e graute G4, submetido à uma tensão de 9,95 MPa (inicial)*

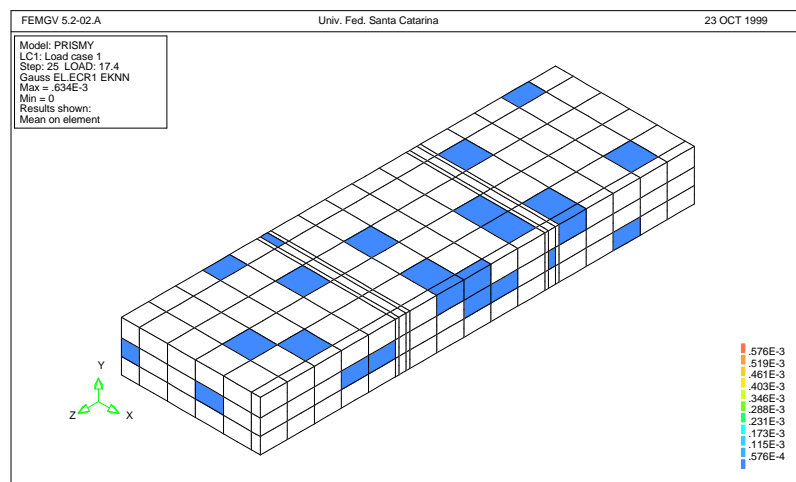


Figura 5.33: *Fissuras médias no prisma grauteado com assentamento lateral, para o bloco B3, argamassa A1 e graute G4, submetido à uma tensão de 17,40 MPa (intermediária)*

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 5781$ $\nu = 0,12$	$f_c = 4,27$ $f_t = 0,39$ $\bar{c} = 0,71(inicial)$ $\bar{c} = 1,23(final)$
Concreto (bloco)	$E = 25581$ $\nu = 0,17$	$f_c = 35,46$ $f_t = 3,45$ $\bar{c} = 2,45(inicial)$ $\bar{c} = 5,11(final)$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 1,00$ $\tan \phi = 0,80$
Graute	$E = 26843$ $\nu = 0,17$	$f_c = 31,86$ $f_t = 2,97$ $\bar{c} = 2,44(inicial)$ $\bar{c} = 9,21(final)$

Tabela 5.11: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas grauteados de blocos de concreto com assentamento lateral e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,22 e graute G_4*

5.12 Prisma grauteado de material cerâmico com assentamento total

5.12.1 Geometria e malha de elementos finitos

A malha de elementos finitos mostrada na figura 5.35 é constituída de 291 elementos finitos e 1524 nós. Mendes ensaiou somente prismas grauteados com assentamento total. Para compatibilizar os elementos finitos na região das interfaces, foi necessário colocar uma interface no graute na altura das juntas. Foram atribuídas à estas interfaces propriedades elásticas elevadas para garantir a continuidade de tensões e deformações nesta região. Esta compatibilização foi feita também no prisma grauteado de bloco de concreto.

5.12.2 Propriedades elásticas e plásticas dos materiais

As propriedades dos blocos cerâmicos, argamassas e grautes são mostrados nas tabelas 5.12 e 5.13. Como o autor forneceu as curvas tensão-deformação de prismas grauteados somente para os prismas 12 e 32, as propriedades mostradas nas tabelas

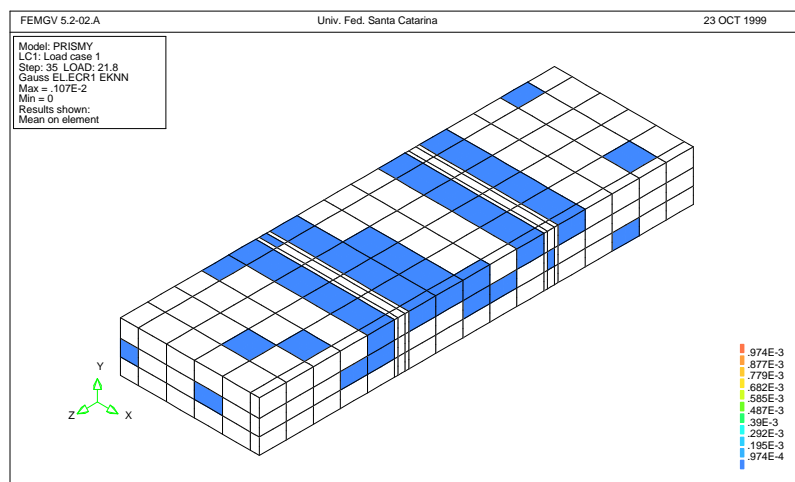


Figura 5.34: *Fissuras médias no prisma grauteado com assentamento lateral, para o bloco B3, argamassa A1 e graute G4, submetido à uma tensão de 21,80 MPa (ruptura final)*

Figura 5.35: *Malha de elementos finitos para o prisma de bloco de material cerâmico grauteado com assentamento total*

5.12 e 5.13 são referentes a estes prismas. Segundo a nomenclatura do autor, o prismas 12 e 32, significam prisma confeccionado com a argamassa 1 e graute 2 e prisma com argamassa 3 e graute 2, respectivamente.

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 20696$ $\nu = 0,22$	$f_c = 20,18$ $f_t = 1,85$ $\bar{c} = 1,74(inicial)$ $\bar{c} = 5,83(final)$
Cerâmica (bloco)	$E = 10550$ $\nu = 0,07$	$f_c = 43,68$ $f_t = 1,31$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 5,11(final)$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 1,25$ $\tan \phi = 1,00$
Graute	$E = 28698$ $\nu = 0,17$	$f_c = 25,08$ $f_t = 1,31$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 7,25(final)$

Tabela 5.12: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas grauteados de blocos de concreto com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,34 e graute G1*

5.12.3 Resistência e modos de ruptura

As figuras 5.36 e 5.37 mostram as curvas tensão-deformação do modelo matemático e dos resultados experimentais. Pode-se observar que tanto para o prisma 12 como para o prisma 32, o programa computacional DIANA fornece resultados próximos dos resultados experimentais. A resistência do prisma 12 calculada pelo programa foi de 18,3 MPa e a carga experimental é de 19,56 MPa, com uma diferença de 6,44% em relação ao valor experimental. Para o prisma 32, a resistência fornecida pelo programa foi de 15,42 MPa e a carga experimental foi de 14,66 MPa, com 5,18% de diferença para o valor experimental.

A evolução das fissuras é mostrado nas figuras 5.38 e 5.39. Pode-se notar as fissuras médias representadas nas figuras estão distribuídas principalmente nos blocos de material cerâmico. A expansão do graute induz tensões de tração no blocos, fazendo com que os blocos rompam por fendilhamento. Este padrão de fissuração é encontrados

<i>Materiais</i>	<i>Prop. elásticas (MPa)</i>	<i>Prop. plásticas (MPa)</i>
Argamassa	$E = 10131$ $\nu = 0,12$	$f_c = 6,64$ $f_t = 0,61$ $\bar{c} = 0,88(inicial)$ $\bar{c} = 1,92(final)$
Cerâmica (bloco)	$E = 10550$ $\nu = 0,07$	$f_c = 43,68$ $f_t = 1,31$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 5,11(final)$
Interface	$k_n = k_s = k_t = 1 \times 10^6$	$\bar{c} = 1,25$ $\tan \phi = 1,00$
Graute	$E = 28698$ $\nu = 0,17$	$f_c = 25,08$ $f_t = 1,31$ $\bar{c} = 1,35(inicial)$ $\bar{c} = 7,25(final)$

Tabela 5.13: *Propriedades elásticas e plásticas para prismas grauteados de blocos de concreto com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco igual a 0,34 e graute G1*

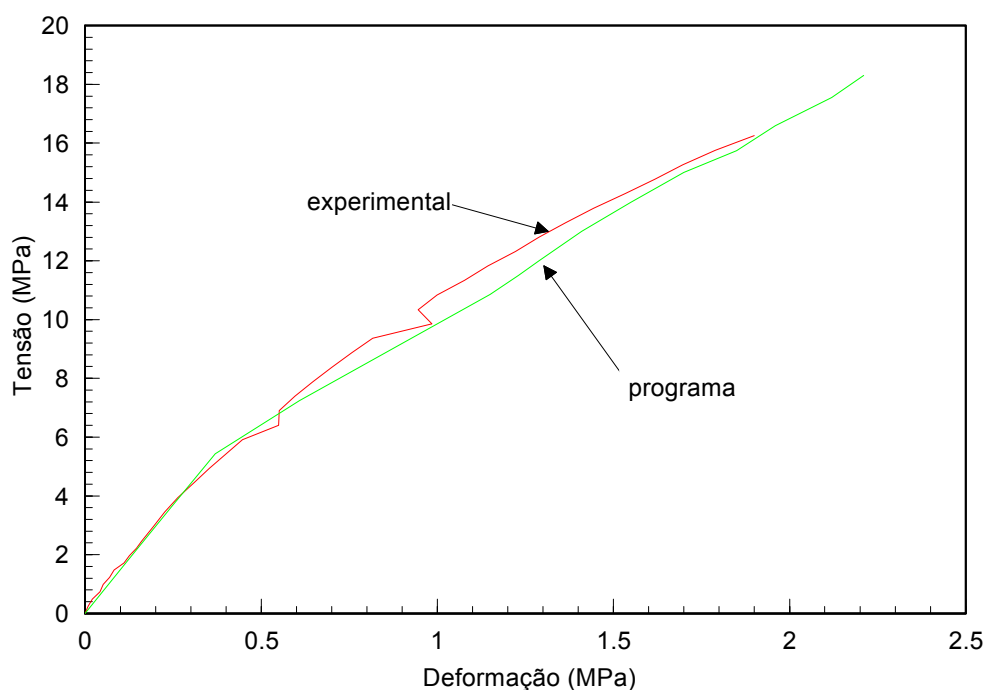


Figura 5.36: *Diagrama tensão-deformação do prisma grauteado de bloco de material cerâmico, argamassa (i) e graute G2 (P12)*

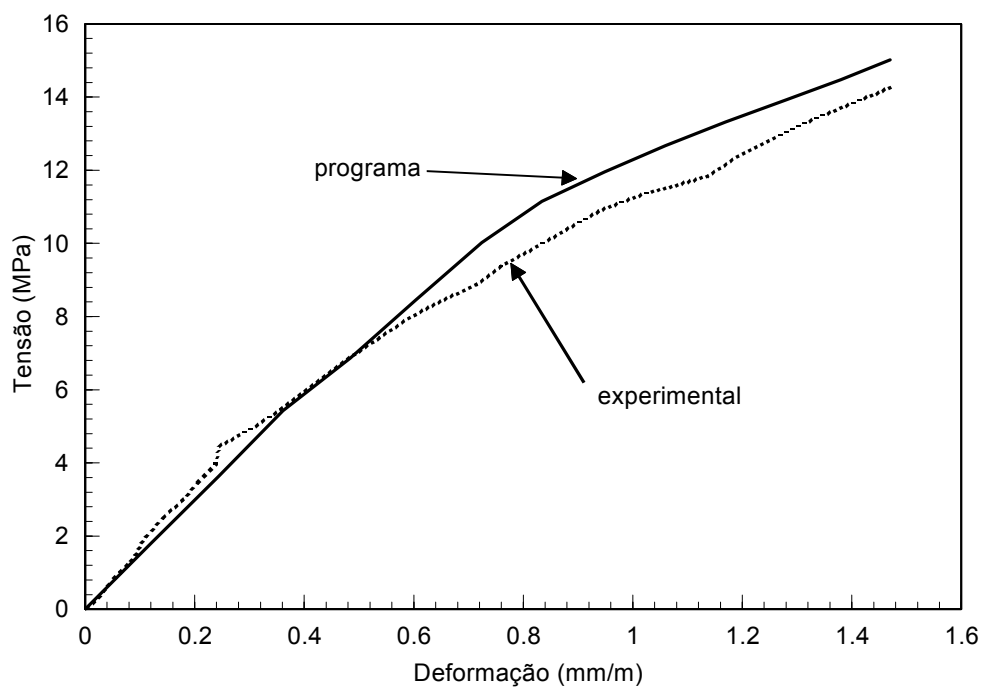


Figura 5.37: *Diagrama tensão-deformação do prisma grauteado de bloco de material cerâmico, argamassa (iii) e graute G2 (P32)*

nos ensaios de prismas grauteados, conforme a figura 4.16. Devido a intensa fissuração dos blocos, o graute também progressivamente fissura.

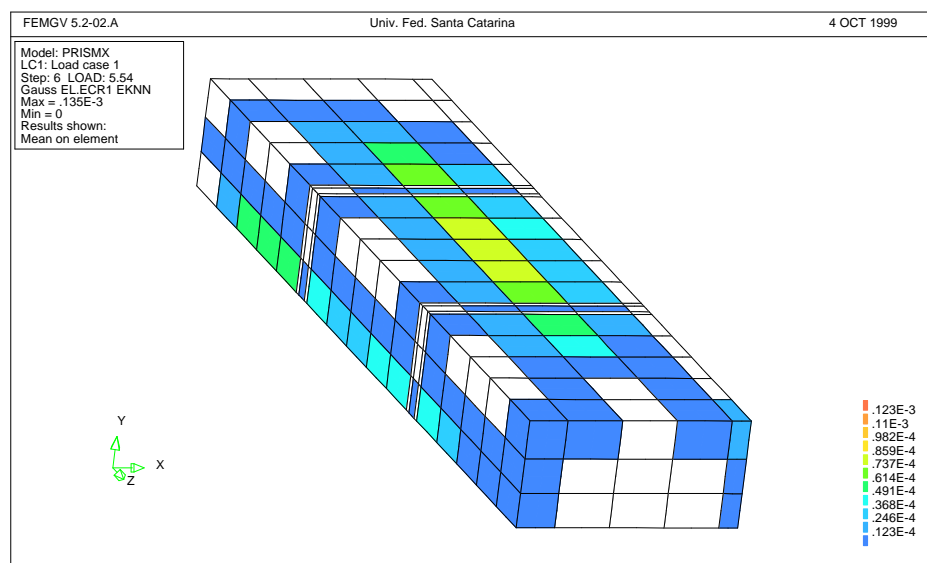


Figura 5.38: *Fissuras médias no prisma de material cerâmico P32, para uma tensão de compressão de 10,23 MPa (início da fissuração)*

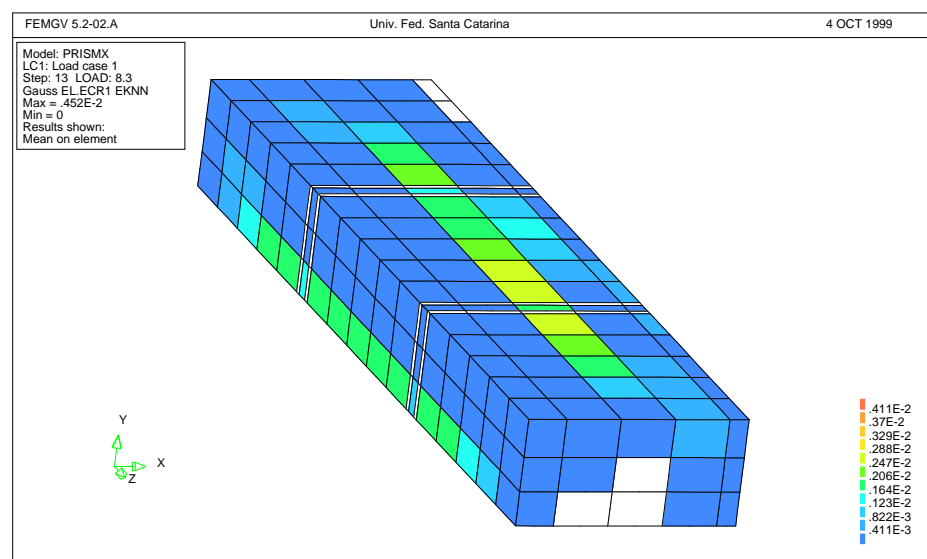


Figura 5.39: *Fissuras médias no prisma de material cerâmico P32, para uma tensão de compressão de 15,02 MPa (ruptura final)*

5.13 Comentários

A partir da análise dos resultados obtidos pelo programas computacional DIANA na simulação numérica do ensaio de compressão dos prismas e a comparação com os resultados experimentais, podemos dizer que:

- o programa consegue acompanhar as variações na rigidez dos prismas durante o processo de carga, ou seja, os diagramas tensão-deformação experimental e analítico mantem-se relativamente próximos. Os melhores resultados neste quesito foram obtidos com os prismas simples de blocos de concreto com assentamento lateral e, os piores resultados, para os prismas simples de blocos de material cerâmico com uma relação $E_a/E_b = 0,92$;
- o modelo matemático não tem a capacidade de captar as variações bruscas nos diagramas tensão-deformação experimentais (snap-back), talvez porque o amolecimento tenha sido representado com pouca precisão;
- a partir da análise dos resultados experimentais de Mohamad, Mendes e Romagna, percebe-se que Mohamad ensaiou prismas com uma faixa mais ampla de valores da relação entre módulos de elasticidade da argamassa e bloco (entre 0,22 e 0,67). Romagna ensaiou prismas dentro de uma faixa mais baixa da relação E_a/E_b (entre 0,22 e 0,46), enquanto que Mendes trabalhou com uma faixa mais elevada de valores (entre 0,84 e 1,67). Consequentemente, a comparação entre os ensaios, principalmente entre os de bloco de concreto e de material cerâmico, torna-se difícil;
- sempre que se trabalhava com relações E_a/E_b ou muito baixas ou muito elevadas, aumentava a dificuldade para se obter convergência, pois a grande diferença entre os módulos de elasticidade ocasionava redistribuições bruscas de tensões. Isto não significa que a precisão dos diagramas tensão-deformação para estes casos tenha sido baixa;
- a resposta estrutural do prisma é muito sensível às variações nas propriedades plásticas das interfaces, assim como as mudanças nas condições de contorno. O teste de sensibilidade foi feito para o prisma simples de bloco de concreto com assentamento total, por ser o mais comum na prática, para os outros tipos de prismas as respostas estruturais devido as variações nas propriedades são bastante

variáveis, sendo que o prisma grauteado de bloco de concreto com assentamento total foi o menos sensível. A extrema sensibilidade do modelo deste tipo de ensaio às condições de contorno, são também relatadas por Lourenço (1996) e Shrive (1994);

- as resistências dos prismas foram obtidas com boa precisão. Como o programa DIANA tem vários métodos de controle da análise não-linear, a simulação tornou-se mais flexível e robusta. Shrive (1994), relata que rupturas localizadas no prisma tornaram a análise instável, sendo que o modelo não convergiu para um valor da resistência próximo do resultado experimental;
- como utilizou-se um incremento de carga adaptativo, o número de etapas nas simulações foi extremamente variável, não podendo ser utilizado como parâmetro de comparação entre as simulações;
- o modelo de fissuração distribuída admite que não há interação entre as fissuras do corpo. Quando o prisma está intensamente fissurado, como é o caso dos blocos da maioria dos prismas, esta hipótese pode baixar a precisão da resposta;
- de maneira geral, os padrões de fissuração obtido pelo programa foram considerados aceitáveis. Quando se trabalhava com valores de E_a/E_b ou baixos ou elevados, o padrão de fissuração se afastava do experimental;
- ao contrário do que afirmou Page, os resultados mostraram-se sensíveis às deformações do bloco de concreto/cerâmico, exceto quando o valor da relação E_a/E_b era muito baixo;
- os tempos de processamento das simulações foram também extremamente variáveis, sendo que entre 30 a 40% deste tempo era gasto na gravação dos resultados. O equipamento utilizado foi um computador pessoal com processador AMD de 450 MHz, 64 Mb de memória principal e disco rígido de 5 Gb.

Capítulo 6

Conclusões e sugestões

6.1 Conclusões

Os resultados do modelo matemático não-linear dos ensaios de compressão uniaxial de prismas de blocos de concreto ou de material cerâmico, simples ou grauteado, com assentamento da argamassa total ou lateral e sua comparação com os resultados experimentais e de outros autores, permitiram chegar as seguintes conclusões:

- o modelo matemático proposto mostrou-se sensível às variações das propriedades plásticas das interfaces;
- de maneira geral, o modelo apresentou bons resultados para as resistência à compressão dos prismas, para todas as combinações de materiais, modos de assentamentos e proporções de rigidez;
- para relações dos módulos de elasticidade da argamassa e do bloco ou muito baixas ou muito elevadas, o modelo levou mais tempo para convergir, apresentando-se muito sensível às variações das propriedades dos componentes do prisma;
- o critério de Drucker-Prager usado para simular o material em compressão e o modelo de fissuração distribuída em tração, conseguiram captar, de forma global, a resposta estrutural do prisma;
- com a utilização do modelo da fissuração distribuída não foi possível representar a ruptura por fendilhamento dos blocos, obtendo-se sempre uma fissuração uniforme nos blocos;

- o modelo não foi capaz de representar a ruptura por esmagamento da argamassa, ou a combinação desta ruptura com o fendilhamento do bloco;
- em nenhuma simulação constatou a ruptura por esmagamento do bloco. Portanto, raramente a resistência à compressão do bloco será integralmente aproveitada;
- a compatibilização das propriedades mecânicas dos componentes dos prismas, isto é, utilizar materiais com propriedades semelhantes, parecer ser uma boa recomendação a nível de projeto, pois para o prisma com a maior relação $E_a/E_b = 1,87$, o tipo de ruptura obtida é considerada inadequada;
- evitou-se utilizar um modelo excessivamente sofisticado que, além de ser instável e pouco confiável, seria difícil obter resultados experimentais como dados de entrada do modelo.

6.2 Sugestões

A partir dos resultados obtidos pelo modelo matemático e pela experiência acumulada

- é necessário que dados experimentais mais completos estejam disponíveis, para que se possa obter modelos mais elaborados. Realizar um programa experimental amplo, que envolvesse inclusive as características de amolecimento dos materiais, poderia trazer um avanço significativo para esta área;
- o modelo matemático poderia incluir o atrito entre a prensa e os blocos. Como as condições de contorno tem grande influência sobre os resultados, a inclusão do atrito poderia trazer melhor entendimento deste tipo de ensaio;
- seria interessante comparar os resultados do modelo aqui proposto com os modelos de outros autores, como por exemplo, de Cheema e Klingner (1986);
- testar outros critérios de ruptura à compressão, como por exemplo, os critérios de Hsieh-Ting-Chen, William-Warnke e Ottosen;
- considerar a não-linearidade geométrica. Mesmo que os materiais frágeis se deformem pouco, estas deformações podem alterar significativamente o campo de tensões no prisma.

Referências Bibliográficas

- [1] MUSGROVE, J., FLETCHER, B. *Sir Banister Fletcher's: A History of Architecture*. New York: Butterworths, London, UK., 1989.
- [2] DAVEY, N. *A History of Building Materials*. Phoenix House, London, UK., 1961.
- [3] ELLIOT, C. D. *Technics and Architecture: The Development of Materials and Systems of Buildings*, volume 78. The MIT Press, Cambridge, Massachusetts, USA, 1992.
- [4] DAJUN, D. Masonry structures in China. *Masonry International*, 1994. volume 8(1), págs. 9–15.
- [5] SUTER, G. T. The unique adaptability of brick: A personal viewpoint based on a study trip to india. In: *Proc. 2nd North American Masonry Conf.*, ed. e J. Colville, D. W. Vannoy. University of Maryland, Maryland, 1982 págs. 20.2–20.13.
- [6] DETHIER, J. *Down to Earth: Mud Architecture, an Old Idea, a New Future*, volume 29. Thames e Hudson, London, UK, 1982.
- [7] SÁNCHEZ, E. Histórico sobre pesquisas e elaboração de novas normas no brasil sobre alvenaria estrutural. volume 29. 5th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, 1994 págs. 100–113.
- [8] NBR 1228 - Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. ABNT, Rio de Janeiro, Julho 1989.
- [9] BRITISH STANDARDS INSTITUTION - BS 5628: Structural use of unreinforced masonry, 1978. London, Part 1.
- [10] MOHAMAD, G. *Comportamento Na Ruptura Da Alvenaria de Blocos de Concreto Não-Grauteado*. Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, 1998.

- [11] ROMAGNA, R. H. *Estudo Da Resistência de Blocos de Concreto*. Tese de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, 2000.
- [12] MENDES, R. J. K. *Resistência À Compressão de Alvenarias de Blocos Cerâmicos Estruturais*. Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, 1998.
- [13] CARASEK, H. *Aderência de Argamassas À Base de Cimento Portland a Substratos Porosos - Avaliação Dos Fatores Intervenientes e Contribuição Ao Estudo Do Mecanismo de Ligação*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, 1996.
- [14] GALLEGOS, H. *Albañilería Estructural*. Pontificia Universidad Catolica del Peru, Lima, 1991.
- [15] NBR 13279 - Argamassa - determinação da resistência à compressão - método de ensaio. ABNT, 1995. Rio de Janeiro.
- [16] NBR 7184 - Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - determinação da resistência à compressão. ABNT, 1982. Rio de Janeiro.
- [17] NBR 8798 - execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. ABNT, Rio de Janeiro, Fevereiro 1995.
- [18] HENDRY, A. W. Workmanship factors and the strength of masonry. *Ceramic International*, 1978. págs. 48–50.
- [19] HEGEMIER, G. A., et Al. *Prisms Tests for the Compressive Strength of Concrete Masonry*. Rel. Téc. AMES-NSF TR 77-1, University of California, San Diego, November 1977.
- [20] MÜLLER, A. *Efeitos Da Sílica Ativa e de Látex Polímero EVLC Sobre as Características de Argamassas de Assentamento*. Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 1999.
- [21] SHRIVE, N. G. The failure mechanism of face-shell bedded (ungrouted and unreinforced) masonry. *International Journal of Masonry Construction*, 1982. volume 2, nº 3, págs. 115–127.

- [22] LOURENÇO, P. B. *Computational Strategies for Masonry Structures*. Tese de Doutorado, Delft University of Technology, Netherlands, 1996.
- [23] CORMEAU, A. F., SHRIVE, N. G. Fracture mechanics and the future strength design of masonry. In: *Seventh Canadian Masonry Symposium*. Hamilton, Ontario, Canada, 1995 págs. 477–488.
- [24] —. Development of a fracture mechanics approach for masonry. In: *Seventh North American Masonry Conference*. South Bend, Indiana, USA, 1996 págs. 379–388.
- [25] BOCCA, P. A study of microcracking in masonry construction: The use of pulse velocity measurements. In: *Proc. 9th International Brick/Block Masonry Conference*. Berlin, Germany, 1991 págs. 1657–1664.
- [26] W. J. BERANEK, G. J. HOBELMAN. A mechanical model for brittle materials. In: *Proc. 9th International Brick/Block Masonry Conference*. Berlin, Germany, 1993 págs. 694–701.
- [27] BERANEK, W.J., HOBELMAN, G. J. Modelling of masonry as an assemblage of spheres on various scales. In: *Proc. 10 Th International Brick/Block Masonry Conference*. Calgary, Canada, 1994 págs. 1–10.
- [28] W. J. BERANEK, G. J. HOBELMAN. Mechanical properties of masonry. In: *Proc. Of the British Masonry Society*. 1994 págs. 119–125. No. 6.
- [29] GANESAN, T. P., RAMAMURTHY, K. A review of some finite element analysis techniques for load bearing masonry. *Masonry International*, 1994. volume 7, págs. 74–78.
- [30] PAGE, A. W. Finite element model for masonry. *Journal of the Structural Division, ASCE*, August 1978. volume 104, nº ST8, págs. 1267–1285.
- [31] DHANASEKAR, M. *The Performace of Brick Masonry Subjected to In-Plane Loading*. Tese de Doutorado, University of Newcastle, 1986.
- [32] ALI, S. S., PAGE, A. W. Finite element model for masanry subjected to concen-
trated loads. *Journal of Structural Engineering*, August 1988. volume 114, nº 8, págs. 1761–1784.

- [33] CHEEMA, T. S., KLINGNER, R. E. Compressive strength of concrete masonry prisms. *ACI Journal*, Jan. - Feb. 1986. volume 83, págs. 88–97.
- [34] FAHMY, E. H., GHONEIM, T. G. M. Behaviour of concrete block masonry prisms under axial compression. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1995. volume 22, págs. 898–915.
- [35] IBRAHIM, K. S., SUTER G. T. Smeared crack model for reinforced concrete masonry shear wall analysis. In: *Proc. 10 Th International Brick/Block Masonry Conference*. Calgary, Canada, 1994 págs. 731–740.
- [36] SAYED-AHMAD, E. Y., SHRIVE, N. G. Nonlinear finite-element model of hollow masonry. *Journal of Structural Engineering*, June 1996. volume 122, nº 6, págs. 683–690.
- [37] LA ROVERE, H. L., RODRIGUES, R. M. Análise do comportamento mecânico de prismas de alvenaria de blocos de concreto pelo MEF. In: *XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Vol.* 1997 .
- [38] S. J. LAWRENCE, A. W. PAGE. Bond studies in masonry. In: *Proc. 10 Th International Brick/Block Masonry Conference*. Calgary, Canada, 1994 págs. 909–917.
- [39] S. J. LAWRENCE, H. T. CAO. Microstructure of the interface between brick and mortar. In: *Proc. 8th International Brick/Block Masonry Conference*. Dublin, Ireland, 1988 págs. 194–203.
- [40] ROMAN, H. R. *Out-of-Plane Shear Behaviour of Brickwork Joints Subjected to Non-Uniform Compressive Stress*. Tese de Doutorado, Unversity of Sheffield, October, 1989.
- [41] ROMAN, H. R., SINHA, B. P. Shear strength of concrete block masonry. In: *5th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries*. 1994 págs. 251–259.
- [42] KHALAF, F. M. Simple test for the determination of masonry bond strength. In: *Proc. Of the Fifth International Masonry Conference*. London, UK: British Masonry Society, 1998 págs. 23–27.

- [43] TNO, Building and Construction Research. DIANA, User's Manual, ELEMENT LIBRARY, March 1996. Release 6.1.
- [44] —. DIANA, User's Manual, NONLINEAR ANALYSIS, March 1996. Release 6.1.
- [45] —. DIANA, User's Manual, LINEAR STATIC ANALYSIS, March 1996. Release 6.1.
- [46] —. DIANA, User's Manual, INTRODUCTION AND UTILITIES, March 1996. Release 6.1.
- [47] —. DIANA, User's Manual, MISCELLANEOUS FEATURES, March 1996. Release 6.1.
- [48] LOURENÇO, P. B., ROTS, J. G. Understanding the behaviour of shear walls: A numerical review. In: *Proc. 10 Th International Brick/Block Masonry Conference*. Calgary, Canada, 1994 págs. 11–19.
- [49] LOURENÇO, P.B. *The Elastoplastic Implementatin of Homogenization Techniques: With an Extension to Masonry Structures*. Rel. Téc. 03-21-1-310-02, Delft University of Tehcnology, Delft, The Netherlands, 1995.
- [50] LOURENÇO, P. B. A matrix formulation for the elastoplastic homogenisation of layered materials. *Mechanics of cohesive-frictional materials*, 1996. volume 1, págs. 273–294.
- [51] LOURENÇO, P. B., BORST, R. DE, ROTS, J. G. A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 1997. volume 40, págs. 4033–4057.
- [52] LOURENÇO, P. B., ROTS, J. G. Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, July 1997. volume 123, nº 7, págs. 660–668.
- [53] LOURENÇO, P. B., ROTS, J. D., PLUIJM, R. V. D. Understanding the tensile behaviour of masonry parallel to the bed joints: A numerical approach. *Masonry International*, 1999. volume 12, nº 3, págs. 96–103.
- [54] BATHE, K. *Finite Element Procedures*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1996.

- [55] ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L. *The Finite Element Method (4th Ed.): Volume 1, Basic Formulation and Linear Problems*. McGraw-Hill, Berkshire, England, UK., 1989.
- [56] —. *The Finite Element Method (4th Ed.): Volume 2, Solid and Fluid Mechanics, Dynamics and Non-Linearity*. Mc-Graw Hill, Berkshire, England, UK., 1991.
- [57] HUGHES, T. J. R. *The Finite Element Method*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1987.
- [58] CHEN, W. F., HAN, D. J. *Plasticity for Structural Engineers*. Springer-Verlag, New York, USA, 1988.
- [59] KACHANOV, L. M. *Fundamentals of the Theory of Plasticity*. Mir Publishers, Moscow, 1974.
- [60] HILL, R. *Plasticity*. Oxford University Press, London, 1950.
- [61] FEENSTRA, P. H. *Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete*. Dissertação de Mestrado, Delft University of Technology, Netherlands, 1993.
- [62] J. G. ROTS, W. G. J. BERKERS, H. A. J. G. Van Den HEUVEL. Towards fracture mechanics based design rules for movement-joint spacing. In: *Proc. 10 Th International Brick/Block Masonry Conference*. Calgary, Canada, 1994 págs. 707–717.
- [63] CRISFIELD, M.A. *Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, volume 1: Essentials. John Wiley and Sons, 1991.
- [64] CRISFIELD, M. A. *Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, volume 2: Advanced Topics. John Wiley and Sons, 1997.
- [65] LOURENÇO, P. B. *Métodos Computacionais Na Mecânica Dos Sólidos Não-Linear*. Rel. Téc. Relatório 99-DEC/E-1, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Fevereiro, 1999.
- [66] Engineering Software, FEMSYS. FEMGV, User Manual, Feb 1997. Version 4.2.
- [67] —. FEMGV 4 Appendix, Feb 1997. Version 4.2.

Apêndice A

Exemplo do programa DIANA

A.1 Introdução

Neste apêndice, pretende-se mostrar como é feita a entrada de dados do programa computacional DIANA. Utilizou-se o prisma simples de concreto com assentamento parcial para ilustrar os passos necessários para efetivar a simulação.

A.2 Entrada de dados do DIANA

Conforme já mencionado no Capítulo 3, as etapas necessárias para efetuar uma análise não-linear completa são: pré-processamento, análise, pós-processamento. As etapas de pré e pós-processamento são efetuadas por um programa independente chamado de FEMGV. A etapa de análise propriamente dita é feita pelo programa DIANA. Para realizar a etapa de análise são necessários dois arquivos: um com extensão .DAT, que contém a etapa de pré-processamento com a malha de elementos finitos e outro, extensão .COM, que contém os comandos da análise não-linear.

O arquivo de dados com extensão .DAT é parcialmente gerado no programa FEMGV, principalmente a malha de elementos finitos, cargas e condições de contorno. Posteriormente, é adicionado a este arquivo a descrição dos materiais, com suas propriedades elásticas e plásticas. Abaixo é mostrada a listagem parcial do arquivo de dados da análise do prisma. Pode-se perceber que a maior parte das informações contidas no arquivo são relativas as coordenadas e conectividades nodais. Ocupa também um espaço considerável as condições de contorno, pois como somente um quarto do prisma foi discretizado, é necessário representar as condições de contorno de simetria.

Na descrição dos materiais, além das propriedades elásticas (E e ν), é fornecida as propriedades plásticas, isto é, nome do critério de plasticificação (DRUCKE), o valor da coesão, do ângulo de atrito e da dilatação, que neste trabalho estão sendo consideradas iguais ($\text{sen}30^\circ = 0,5$) e a descrição do diagrama $\bar{c} - \square$, ver figura 5.5. Para o modelo de fissuração distribuída é inicialmente fornecido que o tipo de critério de ruptura à tração é linear (CRACK 2), conforme figura 5.6. Para este critério é necessário fornecer a resistência à compressão f_c e a resistência à tração f_t . É fornecido também as propriedades das interfaces, que neste caso foram separadas em interfaces plásticas e elásticas. Nota-se os valores elevados das constantes elásticas das interfaces para simular a continuidade entre a argamassa e a unidade de alvenaria. As propriedades plásticas das interface ($\bar{c} = 1,25$) e ângulo de atrito interno ($\tan \phi = 0,9$).

KEYWORDS: PRE:FEMGEN

FEMGEN MODEL : PRISMY

'COORDINATES'

```
1  0.00000E+00  0.00000E+00  0.00000E+00
2  2.50000E+01  0.00000E+00  0.00000E+00
3  0.00000E+00  2.25000E+01  0.00000E+00
4  2.50000E+01  2.25000E+01  0.00000E+00
5  0.00000E+00  4.50000E+01  0.00000E+00
```

.....

..... 1532 linhas suprimidas

.....

```
1538 1.88750E+02 7. 00000E+01 5.34000E+02
1539 1.88750E+02 7. 00000E+01 4.96000E+02
1540 1.88750E+02 7. 00000E+01 4.58000E+02
```

'ELEMENTS'

CONNECTIVITY

```
1 CHX60 1 7 2 9 4 10 3 8 39 48 65 100 30 43 34 60 52 105 91 95
2 CHX60 3 10 4 12 6 13 5 11 100 65 74 83 91 105 52 69 56 87 78 104
3 CHX60 30 43 34 60 52 105 91 95 38 47 64 99 29 42 33 59 51 106 90 94
```

.....

.....204 linhas suprimidas

.....

```
208 CHX60 1324 1333 1302 1530 1526 1539 1455 1459 1328 1319
      1534 1463 1323 1332 1301 1529 1525 1538 1454 1458
209 CHX60 1323 1332 1301 1529 1525 1538 1454 1458 1327 1318
      1533 1462 1322 1331 1300 1528 1524 1537 1453 1457
210 CHX60 1322 1331 1300 1528 1524 1537 1453 1457 1326 1317
      1532 1461 1265 1273 1266 1522 1521 1523 1397 1405
```

```

MATERIALS
/ 1-50 81-130 161-210 / 1
/ 65-70 145-150 / 2
/ 55-60 75-80 135-140 155-160 / 3
/ 61-64 141-144 / 4
/ 51-54 71-74 131-134 151-154 / 5
'MATERIALS'
1 YOUNG 1.55400E+04
  POISON 1.70000E-01
: PLASTICIDADE
YIELD DRUCKE
YLDVAL 1.35 0.5 0.5
HARDIA 1.35 0.0
      2.74 9.1E-4
      3.95 4.97E-3
      5.1 9.70E-3
: FISSURACAO
CRACK 2
CRKVAL 1.75 17.68
TAUCRI 1
BETA 0.3
TENSIO 1
TENVAL 0.4E-2
POISON 0.17
: A R G A M A S S A
2 YOUNG 7.22200E+03
  POISON 1.200000E-01
: PLASTICIDADE
YIELD DRUCKE
YLDVAL 1.35 0.5 0.5
HARDIA 1.35 0.0
      2.06 0.0036
: FISSURACAO
CRACK 2
CRKVAL 0.68 7.14
TAUCRI 1
BETA 0.3
TENSIO 1
TENVAL 0.003
POISON 0.12
: INTERFACE PLÁSTICA

```

```

3 DSTIF 1.000000E+06 1.000000E+06
FRICTI
FRCVAL 1.25 0.9 0.9
GAP
: VAZIO
4 YOUNG 1.000000E+02
POISON 0.0
: INTERFACE LINEAR
5 DSTIF 1.000000E+10 1.000000E+10
'GROUPS'
NODES
1 SECAO / 1-13 109-121 217-221 257-275 406-408 /
2 SECAO1 / 14-26 122-134 222-226 276-294 409-411 /
3 SECAO2 / 429-481 /
4 SECAO3 / 482-494 501-513 520-524 527-545 553-555 /
5 SECAO4 / 557-609 /
6 SECAO5 / 610-622 705-717 800-804 835-853 965-967 /
7 SECAO6 / 985-1037 /
8 SECAO7 / 1038-1050 1057-1069 1076-1080 1083-1101 1109-1111 /
9 SECAO8 / 1113-1165 /
10 SECAO9 / 1166-1178 1261-1273 1356-1360 1391-1409 1521-1523 /
ELEMEN
11 BLOCO1 / 1-50 /
12 BLOCO2 / 81-130 /
13 BLOCO3 / 161-210 /
14 INTER1 / 55-60 75-80 135-140 155-160 /
15 INTER2 / 51-54 71-74 131-134 151-154 /
'SUPPORTS'
/ 1-13 109-121 123 125 127 130 133 139-142 152-182 217-221 257-275
406-410 412-424 443 445 447 450 453 479-480 502 504 506 509 512
515-517 553-554 556 571 573 575 578 581 607-608 706 708 710 713
716 722-725 735-765 965-966 968-980 999 1001 1003 1006 1009 1035-1036
1058 1060 1062 1065 1068 1071-1073 1109-1110 1112 1127 1129 1131
1134 1137 1163-1164 1262 1264 1266 1269 1272 1278-1281 1291-1321
1521-1522 1524-1536 / TR 1
/ 1-15 20 27-48 109-123 128 135-156 217-221 257-275 406-408 429-430
435 442-443 448 482-483 488 495-496 501-502 507 514-515 557-558
563 570-571 576 610-611 616 623-644 705-706 711 718-739 985-986
991 998-999 1004 1038-1039 1044 1051-1052 1057-1058 1063 1070-1071
1113-1114 1119 1126-1127 1132 1166-1167 1172 1179-1200 1261-1262
1267 1274-1295 / TR 2

```

```

/ 1-13 109-121 217-221 257-275 406-408 / TR 3
'LOADS'
CASE 1
ELEMEN
/ 169-170 /
FACE ZETA2
DIRECT 3
FORCE -1.00000
ELEMEN
/ 179-180 /
FACE ZETA2
DIRECT 3
FORCE -1.00000
ELEMEN
/ 185 /
FACE ZETA2
DIRECT 3
FORCE -1.00000
ELEMEN
/ 202-205 /
FACE ZETA2
DIRECT 3
FORCE -1.00000
ELEMEN
/ 210 /
FACE ZETA2
DIRECT 3
FORCE -1.00000
'DIRECTIONS'
1 1.000000E+00 0.000000E+00 0.000000E+00
2 0.000000E+00 1.000000E+00 0.000000E+00
3 0.000000E+00 0.000000E+00 1.000000E+00
'END'

```

O segundo arquivo de comandos, com extensão .COM, contém os comandos necessário para efetuar a análise não-linear. Inicialmente, alguns comandos são aplicados ao arquivo que armazena todas as informações do programa. Logo após, é efetuada a análise linear (LINSTA), onde se otimiza o uso da memória. A seguir, é efetuada a análise não-linear (NONLIN) onde se impõe que seja utilizada a matriz de rigidez consistente. Os resultados da análise são escritos de modo que o pós-processador do programa FEMGV possa ler. Neste exemplo, aplicou-se um total de 35 etapas com um fator de carga igual a 1,00. Como os incrementos de carga são variáveis (adaptativos), não significa que o prisma rompeu após a aplicação da carga de compressão 35 MPa (35etapas x carga superficial igual a 1,00), pois o incremento é corrigido etapa por etapa (SIZE.AS) e o número 35 é simplesmente o número máximo de etapas do processo.

Finalmente, o método de Newton-Raphson convencional (REGULA) juntamente com a técnica de bisseção (LINE SEARCH) foram usados para controlar o processo não-linear. O critério de convergência utilizado foi o de energia, com uma tolerância de 1×10^{-4} .

```
*FILOS
DELETE
COMPRESS
INITIA MA=1200000
*INPUT
*LINSTA
SOLVE DIRECT ORDER MINIMI CPU
*NONLIN
INITIALIZE
ANALYS PHYSIC
:
USE
: take account for plasticity with the CONSISTENT tangent
: stiffness matrix
PLASTI.T
END USE
END INITIA
LOADING
LOAD(1): (1) 1. /
END LOADIN
OUTPUT FEMVIEW BINARY NONLIN
DISPLA TOTAL
STRAIN FORCE INTPNT
STRESS FORCE INTPNT
STRESS TOTAL GLOBAL
STRAIN TOTAL GLOBAL
STRAIN CRACK GREEN INTPNT
STATUS CRACK INTPNT
STATUS PLASTI
END OUTPUT
OUTPUT TABULA NONLIN
STRAIN CRACK INTPNT
END OUTPUT
EXECUTE LOAD(1) STEPS
SIZE.AS 1.00 (35)/
PERFOR.R NEWTON REGULA MI=20
LINE SEARCH
NORM ENERGY CO=1.E-4
```

END EXECUTE STEPS

*END